Oldenbourgs

Technische Handbibliothek.

Band VII:

Schlotthauer, Ferd., Über Wasserkraft- und Wasserversorgungsanlagen.



München und **Berlin**.
Druck und Verlag von R. Oldenbourg.
1906.

Über Wasserkraft- und Wasser-Versorgungsanlagen.

Praktische Anleitung

zu deren

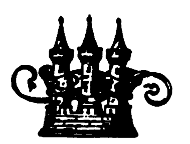
Projektierung, Berechnung und Ausführung.

Von

Ferdinand Schlotthauer,

Ingenieur.

Mit 39 Abbildungen.



München und **Berlin.**

Druck und Verlag von R. Oldenbourg.

1906.

Vorwort.

Die vorliegende Arbeit, welche ich vielfachen Anregungen entsprechend verfaſste, soll, wie schon sein Titel besagt, keineswegs als Lehrbuch dienen. Wer das Gebiet der Hydraulik zu seinem Berufe erwählt hat, wer nicht nur Formeln mechanisch anwenden, sondern ihre Ableitung und Entstehung voll erfassen will, darf es sich nicht verdrieſsen lassen, diese Wissenschaft genau zu studieren und durch eine entsprechende Praxis zu ergänzen. Vor allem jedoch ist eine gründliche Vorbildung insbesondere in der höheren Mathematik und der Physik für denselben unerläſslich.

Daſs dieses Taschenbuch einem solchen Zwecke weder dienen kann, noch soll, bedarf kaum einer Erwähnung, da es einzig praktische Ziele verfolgt.

Sieht man von dem Wirken einzelner Gelehrter und Theoretiker ab, so zeigt sich überall die bekannte Tatsache, daſs in der Praxis ein groſser Teil des Gelernten in Vergessenheit gerät. Man begnügt sich damit, den Handbüchern und Kalendern die notwendigen Formeln zu entlehnen und verzichtet auf eine umständliche und zeitraubende Entwicklung derselben. Aber nur jene, welche die betreffende Disziplin beherrschen, können diesen Weg ohne Gefahr betreten; denn für alle diese Behelfe gilt die Voraussetzung, daſs eine tüchtige Vorbildung in dem betr. Berufe vorhanden sei und fehlen daher in denselben fast ausnahmslos jene Hinweise und Erläuterungen, welche erforderlich sind, um das Entnommene richtig anwenden zu können und Irrungen bzw. unzulässigen Auflösungen von Gleichungen vorzubeugen, die auf dem Gebiete der Hydraulik besonders zu befürchten sind.

Wenn dieser Umstand schon den in die Praxis treten den jungen Fachmännern manche Schwierigkeit bereitet, so ist derselbe für die übrigen Techniker um so unerquicklicher, da die genannten Hilfsmittel fast völlig versagen, wenn sie von Personen benutzt werden, welche in dieser Disziplin gar nicht, oder nur teilweise bewandert sind. Leider sind derartige Fälle nur allzu häufig.

Die Neuzeit schraubt die Anforderungen an den einzelnen immer höher hinauf und es gilt im allgemeinen — von wenigen rühmlichen Ausnahmen abgesehen —, für selbstverständlich, dafs nicht nur jeder Ingenieur, sondern auch der Techniker ohne Hochschulbildung die ganze Materie des Bau-, Maschinen- und Elektrizitätswesens beherrschen soll. Zweifelsohne sind diese Zustände ungesund, allein sie bestehen, und es mufs mit ihnen gerechnet werden.

Woraus sollen nun jene, welche zu Arbeiten auf dem mehrerwähnten Gebiete berufen werden, das hierzu nötige Wissen schöpfen, wenn ihre Vorbildung auf einem anderen Gebiete lag, oder eine ungenügende war?

Die einschlägigen wissenschaftlichen Werke geben nur selten der Praxis den erforderlichen Raum, sind vielfach nur jenen verständlich, welche die Vorlesungen über das betreffende Thema gehört haben, behandeln die für das praktische Wirken nebensächliche Theorie in gründlichster Weise, während die Formel, welche wirklich zur Anwendung gelangt, als selbstverständlich betrachtet und meist nicht näher erörtert wird, da mit der Aufstellung der Schlufsformel das Interesse des Theoretikers an derselben endet.

Werke, welche dem praktischen Bedürfnisse Rechnung tragen, z. B. das Handbuch der Ingenieurwissenschaft, welches auch meinerseits vielfach benutzt wurde, sind teuer, nur selten zur Verfügung und bedürfen eines gründlichen Studiums, zu welchem in der Praxis niemals Zeit gegeben ist. Wenn also den betreffenden Herren bei der Lösung der übertragenen Arbeit niemand helfend zur Seite steht, ist deren Lage eine keineswegs beneidenswerte, und die Folgen sind oft recht peinlich.

Bei der Abfassung meiner Niederschrift schwebte mir einzig die Absicht vor, durch sie in den geschilderten Fällen einen verlässigen, leicht verständlichen Ratgeber darzubieten, der eine manchmal recht unerquickliche Ratserholung bei Vorständen, Kollegen etc. entbehrlich machen soll, und die vielseitige Zustimmung durch zahlreiche Kollegen zeigte, daſs mein Unternehmen einem weitgehenden Bedürfnisse entspricht.

Es handelte sich vor allem, den richtigen Weg zu betreten, und ich glaubte Miſsverständnissen nur dadurch vorbeugen zu können, daſs ich die gesamte Darstellung nicht nur in leichtverständlicher Weise unter Hinweglassung aller nicht absolut nötigen Theorie abfaſste, sondern auch jeden einzelnen Fall durch Vorführung praktischer Beispiele und Durchführung der betreffenden Berechnungen derartig erläuterte, daſs auch der leiseste Zweifel ausgeschlossen erscheint.

Diese Art der Behandlung des Stoffes verwies mich von selbst darauf, auch der praktischen Ausführung einen ausgedehnten Raum zu gewähren. Es war das um so mehr geboten, als die Möglichkeit, eine Anlage theoretisch bestimmen und berechnen zu können, absolut nicht genügt, um ein — auch nur halbwegs — brauchbares Projekt aufstellen zu können. Ich habe daher nicht nur die eigenen, in langen Jahren gesammelten Erfahrungen in diesem Werkchen niedergelegt, sondern auch jene der hervorragendsten Fachmänner auf dem bearbeiteten Gebiete.

Damit glaube ich nicht nur den Anfängern auf diesem, sondern auch jenen — der Technik fernstehenden — Personen, welche sich mit derartigen Problemen zu beschäftigen haben, einen Dienst erwiesen zu haben. Wer an den Berechnungen kein Interesse hat, mag sie getrost überblättern! Die gemeinverständliche Darstellung der Gesetze, nach denen sich das Wasser in der Natur und in künstlichen Läufen bewegt, die genaue Schilderung, wie eine Anlage beschaffen sein muſs, wenn sie den Anforderungen der Neuzeit entsprechen soll, der Hinweis auf die Gefahren, welche bei Unterlassung verschiedener Vorsichtsmaſsregeln drohen, auf

die Vorsorge, welche für die Zukunft zu treffen ist, auf die finanziellen Ersparungen, die unter Umständen erzielt werden können und durch Kalkulationen nachgewiesen werden, die Warnungen vor einem verfehlten Sparsysteme usw., das alles sind Dinge, welche das Interesse weitester Kreise beanspruchen, so dafs Verwaltungs- und Kommunalbehörden, Gemeindeverwaltungen, Bauunternehmungen, Personen, welche die Ausnutzung von Wasserkräften beabsichtigen oder im Besitze einer veralteten Anlage sind etc., sich bei Benutzung dieses Buches rasch zu orientieren und vor Übervorteilungen und finanziellen Schädigungen in der Gegenwart und Zukunft zu sichern vermögen.

Die beigefügten Rechnungsbehelfe und insbesondere die Tabellen, welche ich teils neu berechnete, teils erweiterte, ermöglichen den Wegfall vieler komplizierter Berechnungen und bieten daher nicht nur Ingenieuren und Technikern eine grofse Arbeitserleichterung, sondern sie können auch von intelligenten Installateuren dazu benutzt werden, ohne jegliche Berechnung den für den gegebenen Fall nötigen Rohrdurchmesser zu bestimmen. Wenn dieselben die zu diesem Zwecke erteilten Anleitungen und Beispiele aufmerksam durchlesen, sind sie ohne weiteres imstande, die Tabelle richtig anzuwenden.

Um die Übersichtlichkeit des Werkes zu wahren, welche durch Einschaltung zahlreicher Beispiele und praktischer Erörterungen erschwert wird, und um die Möglichkeit zu treten, sich auch in jedem einzelnen Falle rasch zurecht zu finden, habe ich jenen Pfad betreten, den jeder einzuschlagen gezwungen ist, welchem die Lösung einer diesbezüglichen Aufgabe übertragen wurde, nämlich: zuerst eine allgemeine Information über die Grundgesetze vorausgehen zu lassen, dann die Vorarbeiten für das Projekt ins Auge zu fassen und alsdann dessen Aufstellung vom Standpunkte der Theorie und Praxis aus in die Wege zu leiten.

Dabei wurde jeder einzelne Teil der Aufgabe so behandelt, wie es die neuesten praktischen Erfahrungen bedingen.

Die erläuternde Darstellung, warum gerade so vorzugehen war, bzw. die Ergänzung des in den einzelnen Bei-

spielen Gesagten habe ich einem eigenen, am Schlusse der einzelnen Erläuterungen angefügten Titel einverleibt.

Ich sah mich hierzu aus dem Grunde veranlafst, weil ich das, was von allgemeinem Interesse, also nicht allein für die Techniker bestimmt ist, nicht in die einzelnen Kapitel zerstreuen wollte.

Für die Bearbeiter eines Projektes bilden diese nachträglichen Bemerkungen teils eine Ergänzung dessen, was in den Beispielen angeführt wurde, teils eine Rekapitulation, bzw. eine praktische Anleitung über die zweckmäfsigste Ausführungsweise, die kein Techniker ohne gröfsere Praxis entbehren kann.

Damit glaube ich meine Vorbemerkungen schliefsen zu können, und empfehle das Buch einer wohlwollenden Beurteilung, indem ich der angenehmen Hoffnung Raum gebe, mit demselben weitesten Kreisen eine willkommene Gabe zu bieten.

Der Verfasser.

Quellenangabe: Handbuch der Ingenieurwissenschaften und des Ingenieurs Taschenbuch, herausgegeben vom akademischen Verein »Hütte«.

Inhaltsverzeichnis.

I. Teil. Wasserkraftanlagen.

II. Teil. Wasserversorgungsanlagen.

Tabellenanhang.

III. Teil. Zahlentabellen.

I. Teil.

Wasserkraftanlagen.

1. Allgemeines über die Hydraulik — auch Hydromechanik genannt —, bzw. über die Anwendung der einschlägigen Formeln.

Die Bewegung des Wassers, sei es in den von der Natur geschaffenen Rinnsalen, sei es in künstlich hergestellten Wasserläufen, geht in Wirklichkeit niemals ohne Wellen, Wirbelungen, Temperaturveränderungen und sonstige äufsere Einwirkungen vor sich. Es ist daher unmöglich, eine exakte mathematische Darstellung jener Gesetze, nach welchen das Wasser in einzelnen bestimmten Fällen sich fortbewegt, zu schaffen. Wird selbst von der Wärmeveränderung vollständig abgesehen und die Wasserbewegung einzig nach dem Gesetze der Schwere behandelt, so ergeben sich trotzdem unvollkommene Formeln. Aus diesem Grunde blieb die rein theoretische Lehre über die Wasserbewegung oder Hydrodynamik ziemlich ohne praktisch greifbare Resultate, da die Integration der Grundgleichungen sich nur in wenigen Fällen vollziehen läfst. Für den Zweck, welchen dieses Werkchen verfolgt, kommt daher lediglich die Hydraulik, auch Hydromechanik genannt, in Betracht. Diese Wissenschaft rechnet in ihren empirischen Formeln mit Erfahrungskoeffizienten, welche, richtig angewendet, für die Praxis vollständig brauchbare Resultate liefern. Die Benutzung von empirischen Formeln verlangt jedoch, dafs keine willkürliche Auflösung derselben vorgenommen wird, da die Bedingungen,

unter welchen diese Koeffizienten ermittelt wurden, in der Praxis niemals die vollständig gleichen werden und eine Verallgemeinerung der betreffenden Formeln die Einsetzung weiterer bestimmter Koeffizienten nötig machte, deren Wert nur unter der gegebenen Voraussetzung ein richtiger ist, so dafs es nicht angeht, jeden einzelnen Koeffizienten aus der Formel berechnen zu wollen. Dieser Umstand erschwert in hohem Mafse die Arbeiten auf dem Gebiete der Hydraulik und bietet das einzige verlässige Hilfsmittel für jene, welche die einschlägige, wissenschaftliche Materie nicht oder nicht vollständig beherrschen, der in diesem Werkchen eingeschlagene Weg: an der Hand von Beispielen die Anwendung der erforderlichen Formeln klarzulegen und deren Auflösung rechnerisch durchzuführen.

Verschiedene Formeln sind überhaupt nicht direkt lösbar, sie geben lediglich die Beziehungen der einzelnen Koeffizienten zueinander. In solchen Fällen erübrigt nichts anderes als durch Einsetzung von Versuchswerten für jene Unbekannte, welche die direkte Lösung der Formel unmöglich macht, ein Resultat zu erhalten, das sich alsdann entweder zu grofs oder zu klein erweist, sehr selten zufällig erraten wird. Man wird daher ein zweites Resultat suchen, das zu klein ausfällt, wenn das erste zu grofs wurde und aus beiden den Durchschnittswert ermitteln, der, in die Formel eingesetzt, dem gesuchten Werte allmählich ganz nahe kommt, so dafs das Resultat praktisch verwendbar wird.

Derartige Manipulationen sind zwar umständlich und zeitraubend, aber bisweilen nicht zu vermeiden. Wer mit dem Rechenschieber bewandert ist, wird in solchen Fällen mit diesem eine bedeutende Arbeitserleichterung erzielen. Es verbietet der Zweck dieses Werkchens, sämtliche Formeln der Hydraulik hier aufzuführen und zu erläutern. Ein solches Verfahren würde nur zu Mifsverständnissen führen und diese Niederschrift mit Gegenständen überladen, an denen derjenige, welcher einen bestimmten Fall zu bearbeiten hat, kein Interesse besitzt. Es kommen daher nur diejenigen Formeln zur Anwendung, welche bei der praktischen Durch-

führung von Projekten unentbehrlich sind und zwar wurden gerade jene ausgewählt, welche auf Grund der Erfahrung das sicherste Resultat ergeben. Wo die Auflösung einer solchen Formel sehr schwierig ist und eine einfachere ein praktisch vollständig ausreichendes Resultat ergibt, wurde letztere gewählt. Von der Entwicklung der Formeln, welche ohne höhere Mathematik meist nicht durchführbar ist, wurde ebenfalls Abstand genommen, da der Hauptzweck dieses Werkchens eine praktische Anleitung zur raschen und sicheren Lösung aller einschlägigen Arbeiten auf dem Gebiete der Hydraulik sein soll.

2. Über die Bewegung des Wassers in natürlichen Gerinnen und Kanälen, bzw. die Einflüsse, welche sich bei derselben geltend machen.

Das Wasser bedarf als tropfbar flüssiger Körper zu seiner Fortbewegung einer bestimmten Druckhöhe oder eines gewissen Gefälles. Die Geschwindigkeit, welche bei den verschiedenen Gefällshöhen eintritt, ist einerseits von der geognostischen Beschaffenheit seines Gerinnes oder Bettes, anderseits von dem Verhältnisse des benetzten Umfanges zur Wasserquerschnittfläche abhängig. Die Beobachtung, dafs das Wasser der Flüsse bei gleichbleibendem Sohlengefälle je nach der Tiefe des Wasserstandes eine verschiedene Geschwindigkeit erhält, liefert hierfür den Beweis. Während z. B. ein Flufs mit breiter Sohle bei niedrigem Wasserstande und einem vorhandenen geringen Gefälle nur langsam fliefst, steigt dessen Geschwindigkeit bei eintretendem Hochwasser oftmals um mehr als das Doppelte. Es gibt für diese Erscheinung nur die oben angedeutete Erklärung, dafs das Verhältnis des benetzten Umfanges U eines Wasserlaufes zum Wasserquerschnitt F ein derartiges ist, dafs die Geschwindigkeit des Wassers wächst, je gröfser die Querschnittfläche im Verhältnis znm benetzten Umfang wird. Die Querschnittfläche F wächst im quadratischen Verhältnisse, während der benetzte Umfang U nur in linearem solchen zunimmt. Ein Beispiel wird das Gesagte erläutern. Ein

Flufs, der 20 m mittlere Breite und durchschnittlich 0,4 m Tiefe, sowie einmalige Uferböschung besitzt, hat eine Wasserquerschnittsfläche $F = 20 \times 0{,}4 = 8$ qm. Der benetzte Umfang $U = 19{,}2 + 2 \times 0{,}57 = 20{,}34$ m. Das Verhältnis zwischen Querschnitt und Umfang oder $\frac{F}{U} = 8 : 20{,}34$ = rund 0,39.

Schwillt das Wasser auf eine mittlere Tiefe von 0,8 m an, so wird F 16 qm und $U = 18{,}2 + 2 \times 1{,}13 = 20{,}46$ und $\frac{F}{U}$ = rund 0,78.

Bezüglich der Berechnung des benetzten Umfanges U für ein beliebiges und ein günstigstes Querprofil vgl. die Angaben S. 14—17.

Indem also bei einem Wasserstande von 0,4 m Tiefe die Querschnittsfläche 8,0 qm beträgt und der benetzte Umfang 20,34 m, erhöht sich bei 0,8 m Wassertiefe der Querschnitt bereits auf das Doppelte, während der benetzte Umfang lediglich auf 20,46 m steigt.

In der Lehre über die Bewegung flüssiger Körper wird der Quotient $\frac{F}{U}$ durchwegs mit R oder hydraulischem Radius bezeichnet. Wie jedoch erwähnt wurde, ist für die Geschwindigkeit eines fliefsenden Wassers nicht das oben erwähnte Verhältnis allein mafsgebend, sondern auch die Beschaffenheit des Flufs- oder Kanalbettes. Je rauher z. B. die Sohle und das Ufer eines Flusses ist, je mehr Gerölle, Geschiebe oder Felsblöcke im Wasserlaufe auftreten, je dichter der Pflanzenwuchs oder je gröfser die Schlammablagerung in langsam fliefsenden Gewässern ist, desto geringer wird die Geschwindigkeit.

3. Bestimmung der Wassergeschwindigkeit.

Vorbemerkungen.

Es ergibt sich hieraus, dafs ein bedeutend höheres Gefälle erforderlich wird, wenn ein Wasserlauf bei derartigen, der Bewegung hinderlichen Untergrunds- und Uferverhält-

nissen eine bestimmte Geschwindigkeit erreichen soll, als wenn sich derselbe z. B. in einem gehobelten Gerinne oder einem Kanale aus glatt verputztem Beton fortbewegt. Soll nach dem Gesagten daher ein Fluſs oder Kanalprofil bestimmt werden, so ist es unerläſslich, zu wissen, welches Material dabei durchschnitten wird, da nicht nur darauf zu achten ist, ob infolge der Beschaffenheit desselben ein gröſseres oder kleineres Gefälle nötig wird, sondern auch berücksichtigt werden muſs, daſs einzelne Bodenarten schon von sehr mäſsig flieſsendem Wasser angegriffen werden, so z. B. Lehmerde, Tonerde, lockerer Sand etc. Die Folge eines zu raschen Wasserlaufes wäre daher Ausspülung der Sohle und Böschungen und Nachrutschung der letzteren. Anderseits birgt aber auch langsam flieſsendes Wasser bei unseren klimatischen Verhältnissen die Gefahr in sich, daſs dasselbe gänzlich, das ist bis zum Grunde einfriert. Ist derartiges zu befürchten und gestattet die Beschaffenheit des Materials keine nennenswerte Wassergeschwindigkeit, so bleibt nur der einzige Ausweg übrig, die vom Wasser benetzte Kanalstrecke künstlich vor Ausspülung und Rutschungen zu sichern, was, wenn auch mit erheblichen Kosten dadurch möglich wird, daſs die Sohle durch Herstellung einer Betonschichte oder eines auf einem Schwellroste befestigten Bodenbelages aus Dielen und die Seitenwände durch Beschlachtungen, Ufermauern, — im günstigsten Falle — durch Flechtzäune und Faschinenbauten gesichert werden.

Die erste Erwägung bei Bestimmung eines Wasserlaufes gilt somit der für denselben zu wählenden Geschwindigkeit. Je nach dem Rauhigkeitskoeffizienten des Materials ergibt sich für einen Oberwasserkanal praktisch eine mittlere solche von 0,3—0,9 m pro Sekunde. Dabei bezeichnet die mittlere Geschwindigkeit nicht etwa den Lauf des Wassers im Stromstriche, in dessen Mitte die gröſste Geschwindigkeit auftritt, sondern den Durchschnitt aus den verschiedenen Geschwindigkeiten, welche im letzteren, sowie an den beiden Ufern und bei zunehmender Tiefe beobachtet werden.

Soll z. B. lockerer Kies in der Sohle eines Kanals nicht in Bewegung geraten, so darf die Wassergeschwindigkeit

über dieser Sohle 0,75 m pro Sekunde nicht überschreiten. Hierbei wird die der Gefällsberechnung zugrunde zu legende mittlere Wassergeschwindigkeit angenähert um $^1/_3$ gröfser, somit 1,0 m pro Sekunde. Es wird daher in der Regel nötig werden, die Wassergeschwindigkeit als gegeben vorauszusetzen und alsdann zu berechnen, welches Gefälle erforderlich wird, um dem Wasser die gewünschte Geschwindigkeit zu verleihen.

Es ist bereits erörtert worden, dafs letztere von dem Rauhigkeitskoeffizienten und dem Verhältnisse des benetzten Umfanges zur Wasserquerschnittsfläche abhängt.

4. Ermittelung der Wassermengen und die hierzu dienenden Methoden.

Ehe jedoch an eine derartige Berechnung geschritten werden kann, ist es vor allem nötig, die Wassermenge zu wissen, welche in der Sekunde den Kanal zu durchfliefsen hat, ebenso das Gefälle, welches für die Ausnutzung einer Wasserkraft zur Verfügung steht. Sehr häufig ist beides erst zu ermitteln.

Die Berechnung der in einem gröfseren Flusse sekundlich abgeführten Wassermenge ist deshalb schwierig und unzuverlässig, weil der Wasserstand der Flüsse ein stetig schwankender ist. Es ist in solchen Fällen rätlich, bei Behörden oder Personen, welche ständig mit der Beobachtung der verschiedenen Wasserstände zu tun haben, Erkundigungen über den geringsten, mittleren und höchsten Wasserstand einzuziehen.

Fast ausnahmslos wird eine Turbinenanlage für den mittleren Wasserstand eines kleineren Flusses berechnet. Aus Strömen wird meist nur ein Teil des Wassers entnommen. Entspricht der Wasserstand an jenem Tage, an welchem eine Wassermessung vorgenommen werden soll, nicht dem mittleren solchen, so ist, wenn irgend möglich, die Differenz zwischen dem gerade gegebenen und dem, einem Mittelwasser entsprechenden Wasserspiegel festzustellen.

Ist eine Wehranlage mit Schützenzügen, an welchen das Wasser direkt gemessen werden kann, nicht vorhanden, so ist die Wassermenge durch Aufnahme von Querprofilen zu bestimmen, welche sich von einem Ufer zum andern erstrecken. Die Höhe des Wasserspiegels ist bei jedem Querprofile durch das Nivellierinstrument zu bestimmen und kann alsdann die Tiefe der Flufssohle durch Peilung festgesetzt werden, während die Entfernung der Brechungspunkte einzumessen ist, so dafs die Querprofile aufgetragen und berechnet werden können. Dabei ist der ermittelte Normalwasserstand für Mittelwasser einzutragen und die Quadratfläche der Querprofile für diesen zu berechnen. Die aus 3 oder mehr Querprofilen sich ergebende Durchschnittsfläche entspricht dem mittleren Flufsprofile an dieser Stelle und dient zur Berechnung der Wassermenge, welche sich aus der mittleren Geschwindigkeit mal der Querschnittsfläche ergibt. Dabei ist das Konstantbleiben des Wassers durch Pegelbeobachtung oder wiederholte Messung der Wasserspiegelhöhe zu kontrollieren. Die Wassergeschwindigkeit wird am besten mittels des Woltmannschen Flügelmessers bestimmt, dessen Umdrehungszahl für eine bestimmte Geschwindigkeit v ermittelt sein mufs und als Konstante für die verschiedenen zu messenden Geschwindigkeiten dient. Festzustellen ist bei jedem Profile mindestens die Geschwindigkeit in der Mitte des Stromstriches, jene an den Ufern, ferner an den gleichen Stellen die Sohlengeschwindigkeit. Der Durchschnitt aus sämtlichen Geschwindigkeitsmessungen ist alsdann die mittlere Wassergeschwindigkeit v, welche, mit der mittleren Querschnittsfläche multipliziert, die sekundliche Wassermenge angibt.

Eine derartige Messung ist selbstredend nur da hinreichend, wo es sich um einen nicht zu grofsen und ziemlich regelmäfsigen Wasserlauf handelt. Andernfalls ist systematisch eine ganze Reihe von Punkten z. B. in Abständen von ca. 5 m und in verschiedenen Tiefen zu untersuchen bzw. die Geschwindigkeit zu messen. Es empfiehlt sich, als erste Messung die Höhe von 0,1 m unter dem Wasserspiegel zu wählen, dann 0,4 m und endlich 0,5 m und in

diesen Abständen gleichmäfsig bis zur Sohle die Messungen fortzusetzen. Jede einzelne Messung ist dreimal vorzunehmen und der Durchschnitt als mittlere Geschwindigkeit zu verzeichnen. Man trägt vorteilhaft das Querprofil des Flusses auf Millimeterpapier auf und verzeichnet in demselben die einzelnen Geschwindigkeitsmessungen, deren Dauer auf 100 Sekunden bemessen wird. Die Messungen an der Sohle sind tunlichst nahe über dieser vorzunehmen. Die Höhe des Wasserstandes ist in jeder Zone der Vertikalmessung durch Pegelbeobachtung und Peilung zu registrieren. Die Berechnung der Wassermengen erfolgt unter Zugrundelegung der in jeder Höhenzone ermittelten Geschwindigkeit aus den erwähnten nötigen drei Messungen während je 100 Sekunden. Das nachstehende Schema macht die systematische Geschwindigkeitsmessung und Berechnung der Wassergeschwindigkeiten ersichtlich.

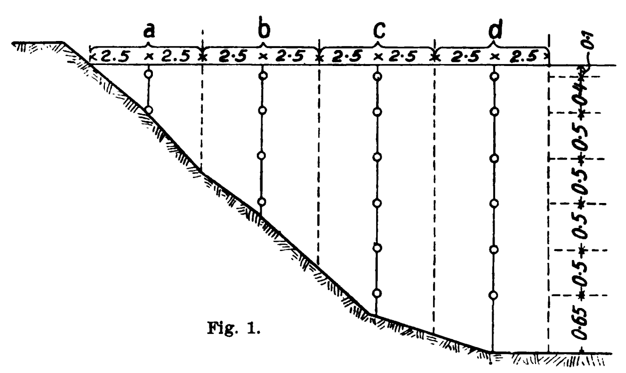


Fig. 1.

Die Querschnittsberechnung erfolgt für das Profil *A* von oben nach abwärts durch Berechnung des mittleren Profils aus zwei von oben nach unten sich aneinander reihenden Profilen, die Wassermengenberechnung durch Einsetzung der mittleren Wassergeschwindigkeit zwischen diesen beiden Profilen und zwar wird mit letzterer das Durchschnittsprofil aus 1 und 2, dann aus 2 und 3, 3 und 4 etc. multipliziert. Alsdann wird in gleicher Weise Profil *b*, dann Profil *c* etc. berechnet, bis die ganze Flufsbreite erreicht ist, womit auch die Gesamtwassermenge ermittelt ist. Der Flügelradmesser

ist bei größeren Geschwindigkeitsmessungen wiederholt durch Kontrolle mittels eines zweiten Instrumentes auf seinen richtigen Gang zu prüfen.

5. Bestimmung der mittleren Wassergeschwindigkeit aus jener im Stromstriche.

Steht ein Woltmannscher Flügelmesser nicht zur Verfügung, so kann die Geschwindigkeit im Stromstriche dadurch annähernd bestimmt werden, daß an einer tunlichst geraden Flußstreckenstelle eine bestimmte Länge abgemessen und markiert wird. Eine verkorkte Flasche oder sonst ein geeigneter Schwimmer wird an der oberen Markierung der gemessenen Länge zu einer bestimmten Sekunde in die Mitte des Stromstriches gelegt und mit der Uhr beobachtet, wie lange der Schwimmer braucht, um die abgemessene Strecke zu durchschwimmen. Der Versuch ist mehrere Male zu wiederholen und die durchschnittliche Zeit hieraus zu ermitteln. Die mittlere Wassergeschwindigkeit erhält man alsdann nach der Formel von Bazin:

$$\frac{v}{v_0} = \frac{1}{1 + 14\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}.$$

In dieser Formel bezeichnet v_0 die ermittelte Geschwindigkeit im Stromstriche; α und β die Rauhigkeitskoeffizienten und zwar wird:

	α	β
I. für sehr ebene Wände (glatter Putz und gehobeltes Holz) . .	0,00015	0,0000045
II. ebene Wände (Hausteine, ungehobelte Bohlen) unverputzter Beton	0,00019	0,0000133
III. wenig ebene Wände (Bruchsteinmauerwerk).	0,00024	0,000060
IV. Erdwände	0,00028	0,000350
V. Gerölle und Geschiebe . . .	0,00040	0,00070

Die **Bazin**schen Werte von $\frac{v}{v_0}$ für eine gröfsere Reihe von hydraulischen Radien sind in unten aufgeführter Tabelle ersichtlich gemacht.

Tabelle 1.

Der hydraulische Radius oder $R =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,00	2,00	3,00	6,00
$\frac{v}{v_0}$ für den Fall I	0,84	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
» » » » II	0,80	0,82	0,82	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,84	0,84	0,84
» » » » III	0,72	0,76	0,77	0,78	0,79	0,80	0,80	0,81	0,81	0,82	0,82
» » » » IV	0,54	0,61	0,65	0,68	0,70	0,71	0,72	0,74	0,77	0,78	0,80
» » » » V	0,45	0,53	0,58	0,61	0,63	0,65	0,67	0,68	0,72	0,74	0,76

Der hydraulische Radius (R) ist, wie bereits erwähnt, gleich dem Quotienten $\frac{F}{U}$ oder der Querschnittsfläche, geteilt durch den benetzten Umfang. Letzterer wird entweder durch direkte Messung ermittelt oder aus den aufgenommenen Querprofilen abgegriffen.

Die genaue Berechnung von U bei gegebenen regelmäfsigen Böschungen ist in Tabelle 3 Kol. 8 Seite 15 ersichtlich gemacht und durch eingehende Erklärungen erläutert. Die Querschnittsfläche F ergibt sich durch die Berechnung der Gröfse des aufgenommenen mittleren Querprofiles.

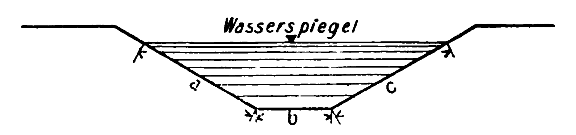


Fig. 2.
Der benetzte Umfang $U = a + b + c$.

6. Wassermessungen durch Ausflufsöffnungen oder Überfälle etc.

Läfst sich das Wasser mittels einer vorhandenen oder einzubauenden Ausflufsöffnung messen, so dient zur Berechnung der Abflufsmenge über einen rechteckigen Überfall mit scharfer Überfallkante, wenn eine seitliche Wasserkon-

traktion durch einen trichterförmig verbreiterten Einlauf zum Gerinne vermieden ist und dieses die gleiche Breite als der Überfall besitzt, die Formel von Bazin:

$$Q = m\, b\, h \sqrt{2\, g\, h},$$

wobei Q die Wassermenge, b die Breite des Überfalles, h die Druckhöhe und g die Beschleunigung beim freien Fall, oder 9,81 ist. m bestimmt sich aus der Formel:

$$m = 0{,}425 + 0{,}212 \left(\frac{h}{h + w}\right)^2,$$

in welcher w die Wehrhöhe bedeutet. Bei einer derartigen Anordnung ist jedoch abzuwarten, bis sich der durch den Einbau des Überfalles entstehende Stau verlaufen hat, so dafs die Druckhöhe h erst nach diesem Zeitpunkte gemessen werden darf.

Erfolgt die Wassermessung durch Ziehen einer Schütze unter Wasser, wobei die Schütze so lange zu regulieren ist, bis der Oberwasserspiegel konstant bleibt, so wird die Wassermenge Q angenähert $= \mu\, A \sqrt{2\, g\, h}$, wobei A die Querschnittsfläche der Ausflufsöffnung, g wiederum 9,81 und h die Höhendifferenz zwischen Ober- und Unterwasserspiegel bedeutet. μ wird bei scharfkantiger nach aufsen abgeschrägter Kante der Ausflufsöffnung $= 0{,}615$. Voraüsgesetzt ist dabei, dafs das obere und untere Gerinne gleich breit sind.

An Stelle der von Bazin aufgestellten Formel für Wassermessungen an Überfällen wird häufig die Formel von Eytelwein angewendet, nämlich $Q = \frac{2}{3}\, \mu\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}$, wobei $\frac{2}{3}\, \mu = 0{,}41$, $b =$ ein Drittel der Breite des Gerinnes und h die Differenz zwischen Ober- und Unterwasserspiegel ist. Die Messung von h darf nicht direkt am Überfalle selbst vorgenommen werden, woselbst das Wasser sich infolge der Erdbeschleunigung beim freien Fall bereits absenkt, sondern 1—3 m oberhalb des Überfalles. Die für letzteren erforderliche scharfe Kante mufs dabei nach innen gerichtet sein.

Die genauere Formel für den gleichen Fall ist nach dem Handbuche der Ingenieur-Wissenschaft jene von Bornemann, nach welcher

$$Q = b\,h\sqrt{2\,g\,h}\left(0{,}54593 - 0{,}091893\left(\frac{h}{H}\right)^{1/2}\right)$$

wird, wobei die Geschwindigkeit des Wassers bei seiner Ankunft vor dem Überfalle vernachlässigt ist. Wird dieselbe in Rechnung gezogen, so ergibt sich ein noch schärferes Resultat und lautet die Formel:

$$Q = b\,h\sqrt{2\,g}\left(h + \frac{v^2}{2\,g}\right)^{3/2}\left(0{,}640204 - 0{,}286217\left(\frac{h}{H}\right)^{1/2}\right).$$

In beiden Formeln bezeichnet b die Breite des Überfalles, dessen obere Kante a gegen die Unterwasserseite zu abgeschrägt ist, h die Höhe des zur Ruhe gekommenen Oberwasserspiegels über der Kante a und H die Tiefe des Wasserstandes 1—3 m oberhalb des Überfalles. v ist in der zweiten Formel die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers.

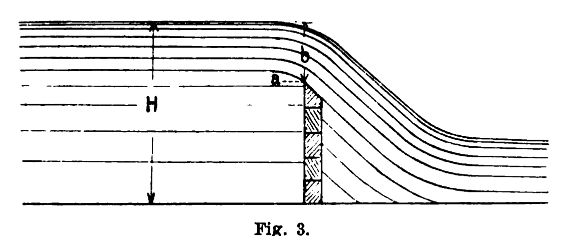


Fig. 3.

Siehe nebige Skizze und vgl. Tabelle III im Anhange.

7. Vorarbeiten für die Kanalbestimmung und Ermittelung der Stauweite für Wehranlagen.

Ist nach einer der vorbezeichneten Methoden die Wassermenge bestimmt, so wird das Gefälle des Flusses von jenem Punkte aus, an welchem die Abzweigung des Kanals gedacht ist, bis dahin, wo der Unterwasserkanal münden soll, mittels esd Nivellierinstrumentes gemessen. Ist der Einbau eines Wehres geplant, so sind flufsaufwärts vom gedachten Wehre

Querprofile aufzunehmen, welche ersehen lassen, ob der Aufstau bei Hochwasser die Herstellung von Dämmen zum Schutze der angrenzenden Grundstücke nötig macht. Die Länge des Staues, welche die Entfernung des letzten Querprofiles oberhalb des Wehres bestimmt, berechnet sich nach der einfachen Formel $L = \frac{2h}{i}$ (nach Direktor Pfarr in Heidenheim), in welcher h die Stauhöhe und i das im Flusse oberhalb des Wehres vorhandene Sohlengefälle pro m bedeutet, weshalb auch dieses durch Höhenmessung zu ermitteln ist. Schliefslich mufs noch die vorteilhafteste Kanalachse aufgesucht und eingemessen werden. Die Höhe der einzelnen Achspunkte ist zu bestimmen und bei jedem derselben ein Querprofil aufzunehmen, dessen Breite so bemessen werden soll, dafs etwaige Achsverschiebungen, welche bisweilen schon in Rücksicht auf die Grunderwerbung eintreten können, ohne ergänzende Neuaufnahmen möglich sind. Für die Zentrale selbst sind ebenfalls Querprofilsaufnahmen erforderlich. Sind diese Vorarbeiten beendigt, so kann an die Bestimmung des Kanalprofils geschritten werden.

8. Die Wassergeschwindigkeit in Kanälen.

Als allgemeine Norm für die in einem Kanale zulässige mittlere Geschwindigkeit kann nachstehende Tabelle gelten:

Tabelle 2.

		pro Sekunde	
Für Erde und Lehm	$v =$	0,076	m
» fetten Ton	»	0,152	»
» Sand	»	0,305	»
» Kies (rollig)	»	0,609	»
» Kies mit dazwischen gelagertem Sand	»	0,75	»
» gröfsere Kieselsteine	»	0,914	»
» Holz	»	0,6—0,9	»
» kantige Steine	»	1,22	»
» Schiefer und Konglomerate . .	»	1,52	»

		pro Sekunde	
für geschichtete Felsen	v	1,84	m
» harte, geschlossene Felsen und Beton	»	2,5—3,05	»

9. Bestimmung des Kanalprofiles.

Ist für den Kanal auf Grund obiger Angaben eine Geschwindigkeit v festgesetzt, so wird zunächst die erforderliche Querschnittsfläche für das gegebene Wasserquantum Q aus der Formel $\frac{Q}{v}$ gesucht. Alsdann wählt man einen für das vorhandene Material entsprechenden Böschungswinkel.

Ist der Kanal gemauert oder betoniert, so wird am vorteilhaftesten die innere Wandung senkrecht gehalten und der Anlauf auf die Erdseite gelegt. Der Böschungswinkel ist alsdann 90^0.

Wird der Kanal aus festem Material ausgebrochen, so wählt man zweckmäfsig einen Böschungswinkel von 60^0 bzw. 45^0.

Bei einem Boden, welcher noch mit Pickel und Schaufel zu lösen ist, kann die Böschung $^5/_4$ malig bzw. $1^1/_2$ malig gewählt werden und ergibt sich für erstere ein Böschungswinkel von $38^0\,40'$, für letztere von $33^0\,41'$. Es ist jedoch dabei, wie erwähnt, im Auge zu behalten, dafs das Wasser nur eine solche Geschwindigkeit erhalten darf, welche das Material nicht anzugreifen vermag.

Nachstehende Tabelle gibt einen vorzüglichen Behelf zur Bestimmung eines günstigsten Querprofiles, bei welchem der vom Wasser benetzte Umfang U ein Minimum wird.

Die Tabelle berechnet sich nach den Formeln:

$$\text{Die Wassertiefe } a = \sqrt{\frac{F \sin \delta}{2 - \cos \delta}},$$

worin $F = 1$ zu setzen ist,

$$\text{die untere Breite } b = \frac{1}{a} - a \operatorname{ctg} \delta,$$

$$\text{die obere Breite } B = b + 2 \operatorname{ctg} \delta,$$

$$\text{und der benetzte Umfang } U = b + \frac{2\,a}{\sin \delta},$$

die absolute Böschung ist $a \operatorname{ctg} \delta$.

Tabelle 3.

1 Böschungs-verhältnis	2 Böschungs-Winkel φ	3 Relative Böschung ctg. δ	4 Tiefe a	5 untere Breite b	6 obere Breite B	7 absolute Böschung $a \cdot$ ctg. δ	8 Benetzter Umfang U	Bemerkungen
senkrecht	90°	0	$0{,}707 \sqrt{F}$	$1{,}414 \sqrt{F}$	$1{,}414 \sqrt{F}$	0	$2{,}828 \sqrt{F}$	Beschlachtung, Quader- und Betonmauern.
1,75 : 1	60°	0,577	$0{,}760 \sqrt{F}$	$0{,}877 \sqrt{F}$	$1{,}755 \sqrt{F}$	$0{,}439 \sqrt{F}$	$2{,}632 \sqrt{F}$	Bruchsteinmauerwerk, Pflasterungen und Konglomerate
1 : 1	45°	1,000	$0{,}740 \sqrt{F}$	$0{,}613 \sqrt{F}$	$2{,}092 \sqrt{F}$	$0{,}740 \sqrt{F}$	$2{,}704 \sqrt{F}$	Ungebundenes Material mit Uferbefestigungen.
1 : 1 1/4	38° 40′	1,250	$0{,}708 \sqrt{F}$	$0{,}529 \sqrt{F}$	$2{,}299 \sqrt{F}$	$0{,}885 \sqrt{F}$	$2{,}895 \sqrt{F}$	Gebundenes (festgelagertes) Material.
1 : 1 1/2	33° 41′	1,500	$0{,}689 \sqrt{F}$	$0{,}418 \sqrt{F}$	$2{,}485 \sqrt{F}$	$1{,}034 \sqrt{F}$	$2{,}904 \sqrt{F}$	Ungebundenes Material.
1 : 2	26° 34′	2,000	$0{,}636 \sqrt{F}$	$0{,}300 \sqrt{F}$	$2{,}844 \sqrt{F}$	$1{,}272 \sqrt{F}$	$3{,}144 \sqrt{F}$	Lockere Erde, Sand, rolliger Kies etc.
Halbkreis	—	—	$0{,}798 \sqrt{F}$	—	$1{,}596 \sqrt{F}$	—	$2{,}507 \sqrt{F}$	Mauerwerk, Beton oder Eisen.

In der Tabelle wurden die Werte für die allgemein üblichen Böschungen berechnet und berücksichtigt, ebenso das halbkreisförmige Profil, welches als das günstigste zu bezeichnen ist.

Nachdem in vorstehender Tabelle sämtliche Werte auf den Querschnitt $F = 1{,}00$ bezogen und berechnet sind, müssen die der Tabelle entnommenen, mit dem Werte $\sqrt{F}$ multipliziert werden. Man verfährt bei Benutzung der Tabelle in nachstehender Weise:

Das Wasserquantum mufs in jedem Falle gegeben sein oder ermittelt werden. Die Geschwindigkeit richtet sich nach der Beschaffenheit des Materials und dem verfügbaren Gefälle.

Der Querschnitt, welcher erforderlich ist, um bei einer gewählten Geschwindigkeit v die, gegebene Wassermenge Q zu fördern, ergibt sich aus der Formel $\frac{Q}{v} = F$.

Ist die — ebenfalls durch die Standfestigkeit des Materials bedingte — Böschungsneigung richtig gewählt, so sucht man in der Tabelle die der letzteren oder dem Böschungswinkel φ entsprechenden Werte auf und multipliziert diese mit dem Wurzelwerte von F. Das so gewonnene Resultat gibt die Dimensionen des gesuchten Querprofils an.

Ist z. B. eine Wassermenge von 2,25 cbm in einem Kanale fortzuleiten und zwar mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,75 m pro Sekunde, bei welcher Kieselsteine noch ruhend verbleiben und ist als Böschung die Neigung $1 : 1^1/_2$ oder $\varphi = 33^0\ 41'$ gewählt, so wird die erforderliche Querschnittsfläche $F = \frac{2{,}25}{0.75} = 3{,}0$ qm. Der Wurzelwert aus $3{,}0 = 1{,}732$. Die der Tabelle entnommenen Werte sind demnach folgende:

Die Tiefe $a = 0{,}689 \times 1{,}732 = 1{,}193$,
die untere Breite $b = 0{,}418 \times 1{,}732 = 0{,}724$,
die obere Breite B wird $2{,}485 \times 1{,}732 = 4{,}304$,
und endlich der benetzte Umfang U $2{,}904 \times 1{,}732 = 5{,}03$.

Die absolute Böschung, welche die Länge der Böschungslinie angibt, die bei der ermittelten Tiefe vom Wasser be-

netzt wird, ergibt sich durch die Multiplikation des Wertes 1,034 mit 1,732 = 1,791. Die gefundene Sohlenbreite plus dem zweimaligen obigen Werte ergibt den benetzten Umfang U. Das so gefundene Profil ist demnach untenstehend skizziert.

Bei $Q = 2{,}25$ cbm $v = 0{,}75$ m $F = 3{,}00$ qm.

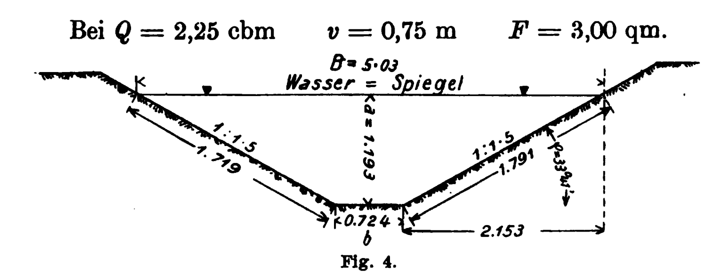


Fig. 4.

10. Bestimmung des für eine gewählte Geschwindigkeit erforderlichen Gefälles.

Zur Bestimmung der Druckhöhe bzw. des Gefälles, welches im vorliegenden Falle erforderlich ist, um dem Wasser die nötige Geschwindigkeit von 0,75 m pro Sekunde zu verleihen, dienen vielfach die Formeln von Darcy-Bazin:

Formel 1: $$h\,^0/_{00} = 0{,}15\left(1 + 0{,}03\,\frac{U}{F}\right)\frac{U}{F}\,v^2$$

und zwar für Kanäle mit glatter Wandung und Sohle, glattverputztem Zement oder gehobeltem Holz.

Formel 2: $$h\,^0/_{00} = 0{,}19\left(1 + 0{,}07\,\frac{U}{F}\right)\frac{U}{F}\,v^2$$

für Kanäle mit ziemlich glatter Wandung, z. B. behauene Steine, ungehobeltes Holz, unverputzter Beton.

Formel 3: $$h\,^0/_{00} = 0{,}24\left(1 + 0{,}25\,\frac{U}{F}\right)\frac{U}{F}\,v^2$$

für Kanäle aus Bruchsteinmauerwerk, gepflasterte Kanäle etc.

Formel 4: $$h\,^0/_{00} = 0{,}28\left(1 + 1{,}25\,\frac{U}{F}\right)\frac{U}{F}\,v^2$$

für Kanäle mit Erdwandung und Sohle.

Kanäle, welche aus Felsen ausgesprengt werden müssen, sind, soweit sie vom Wasser benetzt werden, sauber zu be-

arbeiten oder rauh zu verputzen, so dafs sie unter die Formel 2 bzw. 3 entfallen. Falls die gröfstmöglichste Ausnutzung der Wasserkraft geboten erscheint, kommt glatter Verputz in Anwendung.

Es wurde bereits gezeigt, in welcher Weise der Wert von U aus der Tabelle berechnet werden kann. Das aufgeführte Beispiel ergibt 5,03; F ist dabei mit 3,0 qm Querschnittsfläche festgesetzt worden und die Wassermenge Q mit 2,25 cbm.

Verfolgt man das gegebene Beispiel weiter und rechnet für den angenommenen Kanal, der als Erdkanal zu bezeichnen ist, das erforderliche Gefälle, so erhält man alsdann nach Formel 4:

$$h\,{}^0\!/_{00} = 0{,}28\left(1 + 1{,}25\,\frac{5{,}03}{3{,}00}\right)\frac{5{,}03}{3{,}00}\cdot 0{,}75^2$$

$$h\,{}^0\!/_{00} = 0{,}28 \times 3{,}069 \times 1{,}677 \times 0{,}563 = 0{,}811 \text{ m pro Mille.}$$

Ist der Kanal nun nicht 1000 m lang, sondern 700, so wird das Gefälle $\frac{0{,}811 \times 700}{1000}$ = rund 0,57 m.

11. Bestimmung der Wassergeschwindigkeit bei gegebenem Gefälle.

Sehr häufig geht man von der Annahme aus, dafs Oberwasserkanäle ein Gefäll von 0,2—0,6 pro Mille erhalten und zwar je nach der Beschaffenheit des Materials.

In diesem Falle wird nicht die Gefällshöhe gesucht, sondern die Geschwindigkeit v, mit welcher das Wasser unter der angenommenen solchen das bestimmte Profil durchfliefst.

Dieses v berechnet sich allgemein nach der Formel $v = C\sqrt{RJ}$.

In dieser bedeutet C wiederum den Rauhigkeitskoeffizienten. R ist der mehrfach erwähnte hydraulische Radius $= \frac{\text{Profilsfläche}}{\text{benetzter Umfang}} = \frac{F}{U}$ und J das Gefälle pro Meter.

Die gebräuchlichsten Werte zur Berechnung von C rühren von Ganguillet und Kutter her und sind in der Erfahrungsformel niedergelegt.

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

Tabelle 4.

Der Rauhigkeitskoeffizient ist dabei im Mittel:

	n	$\frac{1}{n}$
1. Für Kanäle aus glatt gehobeltem Holz oder glattem Zementputz . .	0,010	100
2. Für Kanäle aus ungehobelten Bohlen, rauh verputztem sauberem Beton	0,012	83
3. Für Kanäle aus Quadern, Ziegelsteinen	0,013	77
4. Für Kanäle aus Bruchsteinen oder gepflasterte Kanäle	0,017	59
5. Für Kanäle aus ungebundenem Material sowie für Bäche und Flüsse	0,025	40
6. Für Gewässer mit gröberem Geschiebe oder mit Wasserpflanzen .	0,030	33

Untersucht man, ob bei obiger Gefällsberechnung der Wert für den Rauhigkeitskoeffizienten und das Verhältnis von $U:F$ in der Formel den Bedingungen der letzt aufgeführten Formel entspricht, so ist der Beweis dadurch erbracht, dafs sich bei Einsetzung des gefundenen Wertes für $J = 0,00057$ mittels der letzten Formel auch angenähert die verlangte Geschwindigkeit $v = 0,75$ m pro Sekunde berechnet.

$$v \text{ wird demnach} = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{0,00057}}{1 = \left(23 + \frac{0,00155}{0,00057}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

$$v = \frac{23 + 40 + \frac{0,00155}{0,00057}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{0,00057}\right) \frac{0,025}{\sqrt{0,5964}}} \sqrt{0,5964 \cdot 0,00057}$$

$$v = \frac{65,75}{1 + (25,72 \cdot 0,0323)} \sqrt{0,00034}$$

$$v = \frac{65,75}{1,381} \cdot 0,01844 = 0,778 \text{ m pro Sek.}$$

Hierbei ist:

$$J = 0,00057$$

$$R = \frac{F}{U} = \frac{3,0}{5,03} = 0,5964$$

n und $\frac{1}{n}$ Tab. 4 Ziff. 5.

$$\sqrt{R} = 0,773.$$

Aus diesem Schlufsresultate ergibt sich, dafs die der vorausgegangenen Gefällsberechnung zugrunde gelegten Werte richtig sind, da gegenüber der gewollten Geschwindigkeit von 0,75 m pro Sekunde sich eine solche von 0,778 m ergibt. Die entstandene minimale Differenz von rund 3 cm pro Sekunde ist in der Praxis ohne Belang und spricht zugunsten der Anwendung der Gefällsberechnungsformel, da bei der praktischen Ausführung eines Kanals aus Erde bisweilen noch Krümmungen oder nicht völlig exakte Arbeiten erwartet werden müssen, so dafs die Geschwindigkeit schliefslich auf 0,75 m sinken wird.

Die einfachere Formel von Ganquillet und Kutter, für kleinere Kanäle ist:

$$c = \frac{m\sqrt{R}}{100\sqrt{R}}, \text{ wobei } m =$$

1.	bei ganz glatten Flächen	0,12
2. u. 3.	bei Zementputz, gehobeltem Holz etc. . .	0,15
4.	rauhen Brettern, sauberen Backsteinen, Quadern etc.	0,25
5.	gew. Backsteinmauern	0,35
6.	Bruchst. Mauerwerk mit gespitzten Steinen . .	0,45
7.	bearbeiteten Bruchsteinen mit schlammiger Sohle	0,75
8.	älterem, aber pflanzen- u. moosfreiem Mauerwerk	

	mit schlammiger Sohle	1,00
9.	bei trapezartigen Profilen in felsigem Boden, Sohle unter 1,5 m breit	1,25
10.	sehr regelmäfsig und sauber ausgeführter Erdkanal	1,50
11.	Erdkanal mit schlammiger oder steiniger Sohle und wenig Wasserpflanzen über 2 m Breite . .	1,75
12.	rauhere Erdkanäle mit mehr oder weniger Wasserpflanzen	2,00—2,50

12. Wechsel der Geschwindigkeiten bei verschiedenen Kanalarten.

Die Berechnung der Geschwindigkeit v wird sehr oft nötig, wenn z. B. ein in ungebundenem Material hergestellter Kanal in einen Betonkanal übergeht, oder umgekehrt, und das Sohlengefäll für beide das gleiche ist.

Bei der bedeutenden Abminderung, welcher der Rauhigkeitskoeffizient bei glattverputzter Sohle und ebensolchen Kanalwänden unterliegt, läfst sich die Querschnittsfläche F oftmals bedeutend verkleinern, wodurch sich die Anlagekosten des Betonkanals vermindern lassen.

Nötig wird jedoch in diesem Falle, dafs der Übergang vom Erd- zum Betonkanale so ausgeführt wird, dafs letzterer sich nur allmählich verengt, damit seitliche Kontraktionen des Wassers vermieden werden.

Ebenso ist der Anschlufs eines Erdkanals an einen Betonkanal so zu gestalten, dafs die Sohle des ersteren so breit ist als die des letzteren, so dafs die Böschungen sich an den erforderlichen Flügelmauern am Ende der Betonkanalstrecke anlehnen.

Wie bedeutend der Unterschied der Wassergeschwindigkeiten zwischen Erd- und Betonkanal ist, besonders wenn letzterer glatt verputzt wird, soll im nachstehenden gezeigt werden.

Dem bisher als Beispiel durchgeführten Kanale aus ungebundenem Material geht als Kanaleinlauf ein Betonkanal voraus. Derselbe verjüngt sich hinter dem Rechen auf die Breite der Einlafsschütze. Die Geschwindigkeit des Wassers darf in der Betonstrecke rund 3 m pro Sekunde betragen.

Die Wassermenge ist wiederum 2,25 cbm, das Gefäll mit 0,00057 pro Meter bleibt unverändert. Der Böschungswinkel wird 90°.

Nimmt man zunächst $v = 1,25$, so wird $F = \frac{2,25}{1,25}$ 1,8 qm

$\sqrt{F} = \sqrt{1,8} = 1,342.$

Das Profil wird demnach unter Benutzung der Tabelle 3 Seite 15:

$$\text{Tiefe } a = 0,707 \times 1,342 \doteq 0,95,$$
$$\text{Breite } b = 1,414 \times 1,342 = 1,90,$$
$$U = 2,828 \times 1,342 = 3,80,$$
$$\frac{F}{U} \text{ oder } R = \frac{1,80}{3,80} = 0,474,$$
$$\sqrt{R} = 0,689.$$

Auf Grund dieser Daten wird demnach:

$$v = \frac{23 + 100 + \frac{0,00155}{0,00057}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{0,00057}\right)\frac{0,01}{0,689}} \sqrt{0,474 \times 0,00057}$$

$$v = \frac{125,72}{1,373} \times 0,01643 = 1,5 \text{ m pro Sekunde}$$

$1,5 \times 1,8 = 2,7$ (cbm pro Sekunde).

Vorhanden sind 2,25 Sek.-cbm; demnach befördert das von 3 qm auf 1,8 qm verkleinerte Profil des Betonkanals bei gleichem Gefälle bereits mehr Wasser als der Erdkanal, wobei jedoch angenommen ist, dafs Sohle und Wände glatt verputzt sind, weshalb für n der Wert von 0,01 eingesetzt wurde.

Durch wiederholte Versuchsrechnungen kann die erforderliche Querschnittsfläche bzw. Geschwindigkeit genau ermittelt werden.

Es ist jedoch nicht rätlich, das Profil allzu knapp zu bemessen, da eine Abbröckelung des Betonverputzes, welche meistens schon in kurzer Zeit eintritt, eine Verlangsamung der Geschwindigkeit und damit einen kleineren Wasserdurchflufs bedingt.

Es hat sich ergeben, dafs bei Anwendung des günstigsten Querprofils die Wassertiefe a für den Erdkanal 1,193 m, für den Betonkanal 0,95 m würde.

Wenn die betonierte Strecke, wie erwähnt, als Kanaleinlauf dem Erdkanale vorausgeht, wird ein Absturz zu letzterem mit rund 25 cm Höhe nötig, nur mufs derselbe noch innerhalb des Betonkanals erfolgen und im darauffolgenden Erdkanal eine Pflasterung vorhanden sein, um Ausspülungen zu vermeiden.

Es wird dieser Fall sehr häufig eintreten, da oftmals die Flüsse eine weit geringere Tiefe haben als die Kanäle, welche alsdann unter einem gleich ungünstigen Querschnittsverhältnisse, wie es die Flüsse häufig besitzen, ein sehr bedeutendes Gefälle erhalten müfsten, um die erforderliche Wassergeschwindigkeit zu erzeugen. Der Kanaleinlauf würde sich in diesem Falle in der Höhe der Flufssohle befinden, dann senkrecht bis zur Sohle des Erdkanals abfallen und hinter den Flügelmauern des Betonkanals in ersteren übergehen.

Eine Erhöhung der Betonsohle über das Sohlengefäll am Ende des Erdkanals vor dem Turbinenhause ist dagegen wegen Stauerzeugung untunlich und zu vermeiden, es sei denn, dafs die Tiefe des Erdkanals gröfser als nötig gewählt wurde, in welchem Falle eine Hebung der Kanalsohle auf die Tiefe des günstigsten Querprofils zulässig ist. Eine auf solche Weise entstehende Stufe schützt den Turbineneinlauf vor Sand, Schlamm etc. und ist daher zu empfehlen. Die Sohlenvertiefung kann auch erst kurz vor dem Turbinenhause beginnen.

13. Kanäle, für welche kein günstigstes Querprofil gewählt werden kann.

Es war bisher nur von jenen Querprofilen des Kanals die Rede, bei welchen der benetzte Umfang im Verhältnis zum Wasserquerschnitt ein Minimum ist, da hierbei das geringste Gefälle erforderlich wird.

In einer grofsen Anzahl von Fällen ist es jedoch unmöglich, ein günstigstes Profil zu wählen und mufs alsdann häufig der erhöhte Gefällsverlust in Kauf genommen werden, falls nicht Sohlenbetonage etc. zur Gefällseinsparung vorgezogen wird.

Soll z. B. das Mittelwasser eines gröfseren Flusses, das 24 cbm beträgt, vollständig einem Kanale zugeführt werden, während das Gefälle nur $3^1/_2$ m ergibt, so würde die Querschnittsfläche bei 0,75 m Geschwindigkeit 33,333 qm bedingen. Der Wurzelwert hieraus ist 5,77. Die Kanaltiefe würde daher bei $1^1/_2$ maliger Böschung $0{,}689 \times 5{,}77 = 3{,}98$ m, also tiefer als das vorhandene Gesamtgefälle, so dafs hier das vorteilhafteste Querprofil nicht mehr gewählt werden kann. Die Tabelle 3 ist in solchen Fällen dann nicht mehr anwendbar, ebensowenig z. B. bei Kanaleinläufen, deren Breite sich nach der gegebenen Wassermenge und Tiefe richtet.

Wie in derartigen Fällen zu verfahren ist, wird im nächstfolgenden Absatze erläutert.

14. Kanaleinlauf oberhalb der Wehranlagen.

Allgemeines.

Es ist klar, dafs beim Einbau eines Wehres, welches dazu bestimmt ist, das gesamte niedrigste und Mittelwasser dem Kanale zuzuführen, im Flufslaufe ein Stau eintritt, der dem Wasser die ihm innewohnende Geschwindigkeit ganz oder teilweise nimmt, so dafs eine neue gegen den Kanal zu entstehen mufs. Die Wehrkrone ist deshalb stets so hoch zu bemessen, dafs für Mittelwasser noch eine bestimmte Druckhöhe verbleibt, um dem Wasser die zur Abströmung in den Kanal erforderliche Geschwindigkeit zu erteilen. Das nötige Gefälle ist bekanntlich sehr gering, da der Kanaleinlauf meist kurz oberhalb des Wehres angeordnet ist, so dafs bei der geringen Entfernung des Wehreinlaufes die Reibungswiderstände sehr klein werden.

Liegt z. B. die Wehrkrone auf Mittelwasser, so ist nicht nur das gesamte solche zur Abführung in den Kanal zur Verfügung, sondern es ist auch möglich, mit einem beliebigen Gefälle und einer dem Material entsprechenden Geschwindigkeit dasselbe zum Abflufs in den Kanal zu bringen.

Die Art der Ableitung des Kanalwassers richtet sich nach der Wassermenge, dem Gefälle und der Wassergeschwindigkeit.

Die seitliche Kontraktion ist dadurch unschädlich zu machen, dafs der Einlauf trichterförmig verbreitert wird.

Die Sohle wird am Beginne des Kanals häufig höher zu legen sein als die Flufssohle, da sonst Sinkstoffe, Kies, Sand und Gerölle in den Kanal mitgerissen werden. (Vergl. auch allgem. Bemerk. Seite: 42).

Denkt man sich am Wehr eine Flufstiefe von 1,2 m bei Mittelwasser und die Kanaleinlaufsohle aus dem angegebenen Grunde um 0,5 m höher liegend, so bleibt an jener Stelle, woselbst der Kanal in das Gefälle übergeführt wird, das ist am Brechungspunkte der Sohle, eine Wassertiefe von 0,7 m übrig. Diese Höhe darf jedoch nicht ganz erreicht werden, da zum Abflusse vom Wehr in den Kanal ein geringes Gefäll im Wasserspiegel erforderlich ist, indem sonst nur ein Teil des Wassers in den Kanal fliefsen, der übrige jedoch beim Wehr überfallen würde, wenn die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers = 0 angenommen wird. Es ist daher dasjenige Querprofil am trichterförmigen Einlaufe, welches den kleinsten Querschnitt besitzt, der Berechnung zugrunde zu legen und Breite sowohl als Geschwindigkeit so zu wählen, dafs das Wasser an dieser Stelle die Tiefe von 70 cm nicht ganz erreicht. Im Flusse sind 24 cbm als Mittelwasser angenommen.

Nimmt man eine Geschwindigkeit von 1,5 m an, so wird die Querschnittsfläche $F = 24 : 1{,}5 = 16$ qm und ist bei einer Wassertiefe von 68 cm die Kanalbreite an der engsten Stelle $16 : 0{,}68 =$ rund 23,1 m. Der Kanal selbst soll von dieser bis zu den Schützen ein Sohlengefälle erhalten, welches der Geschwindigkeit von 1,5 m entspricht.

Die Länge dieser Strecke sei z. B. 20 m.

$h^0/_{00}$ wird nach Formel 1 Seite 17 $= 0{,}15\left(1 + 0{,}03\,\frac{U}{F}\right)\frac{U}{F}\,v^2$

$$U = 2 \times \underset{\text{Tiefe}}{0{,}68} + 23{,}1 = 24{,}460$$

$$F = 16 \text{ qm}$$

$$\frac{U}{F} = \frac{24{,}46}{16} = \text{rund } 1{,}53$$

h ‰ daher $= 0{,}15\,(1 + 0{,}03 \times 1{,}53)\,1{,}53 \times 1{,}5^2 = 0{,}54$ ‰

$$\text{oder auf 20 m Länge } \frac{20 \times 0{,}54}{1000} = 0{,}01 \text{ m.}$$

Dieses minimale Gefälle genügt also, um die Geschwindigkeit von 1,5 m pro Sekunde zu erzeugen unter der Voraussetzung, dafs Sohle und Wände glatt verputzt sind.

Für unverputzten Beton wird

$$h \text{ ‰} = 0{,}24\,(1 + 0{,}25 \times 1{,}53) \times 1{,}53 \times 2{,}25 = 0{,}92 \text{ ‰}$$

oder 1,84 = rund 2 cm.

In Anbetracht des geringfügigen Mehrverlustes am Gefälle von 1 cm kann daher der teuere glatte Verputz in Wegfall gelangen.

Es wurde eine Wassertiefe von 0,68 m in der Kanalstrecke angenommen, so dafs in der gesamten Strecke vom Kanaleinlauf bis zum Wehr das Gefälle von 2 cm gegeben ist, um dem Wasser die Anfangsgeschwindigkeit zum Kanale zu verleihen. Die Geschwindigkeit wird bei Mittelwasser jedoch eine gröfsere werden, da bei dem vom Flusse zum Kanal abströmenden Wasser die Sohlenreibung vollständig in Wegfall gelangt, indem durch Erhöhung der Kanalsohle vor dem Einlauf in der Tiefe von ca. 0,5 m sich stehendes gestautes Wasser befindet, über welchem das abströmende hinweggleitet. Es wird daher das Wasser im Kanal durch das mit erhöhter Geschwindigkeit nachdrängende eine Beschleunigung erfahren, welche dadurch vermindert werden kann, dafs die Einlafsschützen gedrosselt werden, im übrigen jedoch der Wasserzuführung dienlich ist, zudem als Beton eine Wassergeschwindigkeit bis zu 3,05 m erträgt und bei Niederwasser die Geschwindigkeit kleiner wird, so dafs das gewählte Kanalprofil, wie auch das Gefälle als richtig belassen werden kann.

15. Übergang zum Erdkanal.

Ist zum Übergang in einen Erdkanal, dessen Wassertiefe, wie erwähnt, vorteilhaft gröfser gewählt wird, ein Absturz hinter den Schützen vorgesehen, so kann das Sohlengefälle bis dorthin reduziert, bzw. ganz fallen gelassen werden, da die Absenkungskurve, welche sich vom Wehr bis zur

Absturzstelle ergibt, hinreichend Gefäll erzeugt. Die Einlaufbreite wird so grofs gewählt, dafs vor den Schützen noch der grobe Rechen mit einer solchen Länge eingebaut werden kann, dafs kein Stau entsteht. Man wird daher vorteilhaft denselben nahe an den trichterförmig sich verbreiternden Flügeln einbauen oder schräg stellen, so dafs die Länge desselben eine gröfsere wird. Es ist jedoch in letzterem Falle darauf zu achten, dafs die Rechenstäbe mit ihrer schmalen Seite in der Richtung des Wasserlaufes eingebaut werden. Die Projektierung des Rechens direkt vor den Schützenzügen hat den Vorteil, dafs ein eigener Rechensteg erspart wird und die Bedienung erleichtert ist. Der durch einen Rechen erzeugte Stau kann durch Verbreiterung des normalen Gerinnes um ca. $^1/_3$ unschädlich gemacht werden, was meist durch die erwähnte Schrägstellung des Rechens möglich wird.

Es würde also eine geringste Breite von 23,1 m für den Einlauf gefunden. Trifft die Schützenanlage an die engste Stelle, so sind diese 23,1 m noch zu wenig, da alsdann die Pfeiler für die Befestigung der Schützen dem freien Wasserdurchflufs hinderlich sind.

Bei 6 Schützen zu je 4,5 m Breite werden 5 Pfeiler mit flufsaufwärts spitz anlaufenden Vorköpfen erforderlich, wenn nicht Eisenkonstruktion vorgesehen wird. Im ersteren Falle müfste die Kanalbreite bei den Schützen ca. 28 m betragen, wobei die Pfeiler mit 0,9 Breite gedacht sind. Die Entfernung zwischen den zurückbiegenden Flügeln am Kanaleinlaufe würde dann 30—35 m werden. Bei Eisenkonstruktion für den Bau der Schützenzüge mindert sich die Breite, ist jedoch so grofs zu wählen, dafs das freie Durchflufsprofil für das Wasser noch gröfser ist als 23,1 m, da seitliche Kontraktionen eintreten.

Soll der Betonkanal in einen tieferen Erdkanal übergehen, so ist der bereits erwähnte Absturz hinter der Schützenanlage herzustellen, der Kanal in Beton so weit fortzuführen, bis das Wasser sich beruhigt und eine gleichmäfsige Strömung angenommen hat, welche das Erdreich nicht mehr angreift. Der Erdkanal erhält 2,0 m Tiefe,

$1^1/_2$ malige Böschung und soll die mittlere Wassergeschwindigkeit = 0,75 m pro Sekunde betragen. Die Wassermenge von 24 cbm erfordert für diese Geschwindigkeit ein Querprofil von $\frac{24}{0,75} = 32$ qm. Bei 2,0 m Tiefe wird die mittlere Breite des Trapezes 16,0 m, die untere oder Sohlenbreite des Kanales 16 — 3 = 13 m, die Breite des Wasserspiegels 19,0 m. Es mufs demnach der Betonkanal hinter dem Absturze eine geringere Breite erhalten, als die Sohle des Erdkanales mit 13,0 m, so dafs das Profil des Betonkanales sich von 23,1 auf ca. 12 m verjüngt. Die Tiefe des letzteren ist für 2,0 m Wasserstand bemessen, die Seitenwände sind senkrecht, demnach wird:

$$U = 12,5 + 2 \times 2 = 16,5,$$
$$F = 12,5 \times 2 = 25 \text{ qm}.$$

Um 24 cbm Wasser in 25 qm Querschnittsfläche zu fördern, ist eine Geschwindigkeit von 0,9 m pro Sekunde erforderlich.

Das hierzu nötige Gefäll ist für unverputzten Beton (Formel 2 Seite 17):

$$h\,^0/_{00} = 0,19 \left(1 + 0,25 \times \frac{16,5}{25}\right) \frac{16,5}{25}\, 0,9^2 = 0,12.$$

Ist die Betonkanalstrecke 20,0 m lang, so wird das erforderliche Gefäll = 0,0024.

Die erste Strecke des Erdkanales ist auf ca. 10 m Länge rauh zu pflastern, da die Geschwindigkeit von 0,9 m noch etwas zu grofs ist. Eine Pflasterung ist jedoch bei jedem Übergange vom Beton- zum Erdkanale vorzusehen.

Das Gefäll für den Erdkanal bestimmt sich wie folgt:

Die Länge der vom Wasser benetzten Böschungslinien + der Sohlenbreite = U ist bei $1^1/_2$ maliger Böschung ($\varphi = 33^0 41'$) nach der Formel:

$$U = b + \frac{2a}{\sin \delta} = 13,0 + \frac{4,00}{0,55436} = 20,2$$

$$F = \frac{13 + 20}{2} \cdot 2 = 33 \text{ qm}$$

$$\frac{U}{F} = \frac{20,2}{33,0} = 0,6424 = R$$

für Erdkanal nach Formel 4 Seite 17 ist

$$h\,{}^0/_{00} = 0{,}28\,(1 + 1{,}25 \cdot 0{,}6424)\,0{,}6424 \cdot 0{,}75^2,$$

$$h\,{}^0/_{00} = 0{,}18 \text{ oder aufgerundet } 0{,}2.$$

Für eine Kanallänge von 1200 m ergibt sich somit ein Gefällsverlust von 24 cm.

Der gesamte solche für das aufgeführte Beispiel ist demnach:

0,02 Einlauf,
+ 0,0024 hinter den Schützen,
+ 0,240 Erdkanal

0,262 oder rund 0,27 m.

Das verbrauchte Gefälle wird demnach, wie berechnet, 0,27 m für den Oberwasserkanal.

16. Unterwasserkanäle.

a) Allgemeines.

Der Unterwasserkanal wird gewöhnlich möglichst kurz gehalten, da bei dessen Aushebung meist Wasserzudrang und erhöhte Kosten zu gewärtigen sind. Ausnahmen sind selbstverständlich da gegeben, wo die Zentrale in der Nähe der Kanalmündung im Überschwemmungsgebiete liegen würde, oder bereits vorhandene Terrainfurchen den Aushub zu einem geringen machen etc.

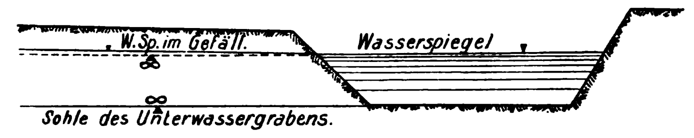


Fig. 5.

Die Sohle des Unterwasserkanales wird, um mittelst der Saugrohre der Turbinen das Gefäll auch beim niedrigsten Wasserstande des Flusses ausnutzen zu können, sehr häufig horizontal gehalten. Dagegen ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs bei Mittelwasser ein entsprechendes Gefäll im Wasserspiegel vorhanden ist, welches dem Unterwasser raschen Abzug verleiht und vor Rückstau schützt.

In obiger Skizze ist die Anordnung der horizontalen Unterwasserkanalsohle ersichtlich gemacht. Die Erdarbeiten

werden etwas teuerer, dagegen wird die Wassergeschwindigkeit eine gröſsere, da die Reibung an der Sohle nahezu in Wegfall gelangt und das Gefäll in den Wasserspiegel gelegt ist. Die Wassertiefe beim Auslaufe aus der Turbinenkammer ist dementsprechend zu wählen.

b) Wassergeschwindigkeit in Unterwasserkanälen.

Die Wassergeschwindigkeit im Unterwasserkanale wird gröſser gewählt als jene im Oberwasserkanale und bedürfen daher die Unterwasserkanäle häufig einer Sohlen- und Böschungssicherung, weshalb sie bei groſser Länge, wie erwähnt, teuer werden. Die Mündung dieser Kanäle in den Fluſs ist stets spitzwinklig anzuordnen, das zwischen der Mündung entstehende Dreieck gegen Wasserdurchbruch zu sichern.

Um eine natürliche Absenkung des Wasserspiegels vor der Kanalmündung und dadurch erhöhtes Gefäll im Wasserspiegel zu erzeugen, wird der Kanal vor seinem Einlaufe häufig allmälich verbreitert.

c) Querschnittsfläche.

Die Festsetzung des Kanalprofiles erfolgt in gleicher Weise, wie bei der Berechnung des Oberwasserkanales gezeigt wurde, wobei entweder eine Wassergeschwindigkeit v von 1,2 bis 1,5 m angenommen wird, oder ein Gefäll von 1 bis 2 ‰ für den Wasserspiegel, welches Gefäll bei Mittelwasser dann erzielt wird, wenn das Profil unter Zugrundelegung des Reibungskoeffizienten des Materiales richtig berechnet wurde. Es ist dabei vorteilhaft, die Wassertiefe nach Tabelle 3 für ein günstigstes Querprofil zu wählen, so daſs sie meistens gröſser wird als jene im Flusse, wodurch bei Hochwässern der Rückstau etwas vermindert wird.

Bei Niederwasser im Flusse wird alsdann der Abfluſs ein sehr rascher, da ein bedeutendes Gefäll im Wasserspiegel vorhanden ist.

Unter Berücksichtigung der erwähnten Gefälls- und Geschwindigkeitsverhältnisse ist zu beachten, daſs bei un-

gebundenem Materiale Böschungs- und Sohlensicherungen vorzusehen sind. (Vgl. Tabelle 2 Seite 13.)

17. Wehranlagen.

Festlegung der Einbaustelle.

Im folgenden wird über die Anlage von Wehren das Nötigste beigefügt. Es wurde bei Schilderung der Vorarbeiten, welche einem Projekte über eine Wasserkraftanlage vorauszugehen haben, bereits erwähnt, dafs an der Wehrstelle ein Querprofil aufzunehmen ist, weiter oberhalb ein zweites, bzw. drittes und mehr, je nachdem der Stau sich weit oberhalb des Flufsbettes geltend macht.

Flüsse, deren kleinere Hochwässer bereits das Ufer überschreiten, eignen sich nur wenig zur Anlage von Stauwehren, und sind in solchen Fällen lange Hochwasserdämme erforderlich, welche das Gelände oberhalb des Wehres davor schützen müssen, dafs die bisher bei einem gewissen Pegelstande unterhalb des Wehres hochwasserfrei gebliebenen Grundstücke nach Herstellung desselben bei gleicher Pegelhöhe nicht überflutet werden.

Es mufs also darauf Bedacht genommen werden, dafs durch den Wehreinbau bei Hochwasser kein schädlicher Stau entsteht.

Flüsse mit hohen Ufern sind zu Wehrbauten besonders geeignet. Soll aber der Stau bei einer Wehranlage auf das zulässige Minimum beschränkt bleiben, so wird vor allem nötig, dafs

a) das Wehr an einer möglichst breiten Stelle des Flusses projektiert wird, so dafs nach Einbau der Pfeiler für die Schützen etc. das Durchflufsprofil, wenn irgend möglich, nicht kleiner wird, als eine oberhalb des Wehres gelegene Flufsstrecke mit gleichem Gefäll und gleichem Rauigkeitskoeffizienten;

b) die Höhe der Wehrkrone so bemessen wird, dafs bei Mittelwasser und geschlossenen Schützen zum Einlaufkanal keine Überflutung von Grundstücken stattfindet, und ist dabei auch darauf Rücksicht zu nehmen, dafs durch den Aufstau seitlich mündende Zuflüsse und Quellen nicht so zurück-

gestaut werden, dafs Sümpfe und Überflutungen entstehen, bzw. bei kiesigem Untergrunde sog. Druckwasser in tief liegenden Grundstücken zum Vorschein kommt;

c) dafs bei Hochwasser die zufliefsende Wassermenge wenn möglich mit der gleichen Geschwindigkeit, welche das Wasser früher hatte, zum völligen Abflufs gelangt. Es sei dabei bemerkt, dafs seitens einzelner Behörden als wasserpolizeiliche Aufsichtsorgane über staatliche Flüsse noch die Anforderung gestellt wird, dafs bei Hochwasser die Staudämme so weit auszudehnen sind, als Stau entsteht, wenn das Hochwasser gezwungen ist, über ein Wehr zu fliefsen, dessen Schützen sämtlich geschlossen sind, da die Möglichkeit gegeben ist, dafs das Ziehen dieser Schützen übersehen wird, bei lokalen Wolkenbrüchen nicht rasch genug erfolgen kann, oder durch zufällige Naturereignisse unmöglich wird.

Bemerkungen zu a.

Ist eine von Natur aus breite Flufsstelle zum Wehreinbau nicht vorhanden, so mufs durch Abgrabung der Böschungen des Flusses ober- und unterhalb des Wehres ein trichterförmig verbreitetes Profil geschaffen werden. Die Verbreiterung richtet sich nach der Zahl und Breite der eingebauten Pfeiler, so dafs unter Berücksichtigung der seitlichen Kontraktion, welche das Wasser beim Durchflusse zwischen Pfeilern erleidet, der Wasserspiegel durch Stau nicht erhöht wird. Wird das gesamte Flufswasser, welches bei mittlerem Wasserstand vom Flufse fortgeführt wird, dem Kanale zugeleitet, so entsteht, falls für den Kanaleinlauf eine Wasserabführung gewählt wurde, welche jener im Flusse entspricht, kein Stau. Bei eintretendem Hochwasser dagegen ist bei Einbau eines auf Mittelwasserhöhe berechneten Überfallwehres ein Stau unvermeidlich, da oberhalb des Wehres der Flufs bei zunehmender Wassertiefe eine erhöhte Geschwindigkeit, die, wie geschildert wurde, von dem benetzten Umfange im Verhältnis zum Querschnitte abhängt, erhält. Durch das eingebaute Grundwehr wird die Wassertiefe verkleinert, die Geschwindigkeit des Hochwassers verringert und dadurch ein Anschwellen des

Wasserspiegels oder Stau erzeugt. Soll oder mufs dieser vermieden werden, so ist ein bewegliches Wehr, dessen Unterbau in der Höhe der Flufssohle endet, einzubauen, welches so zu bemessen ist, dafs bei Hochwasser dieses durch Ziehen sämtlicher Schützen ohne Stau abzufliefsen vermag. Ist ein niedriges Grundwehr einzubauen, so ist der Stau nicht bedeutend und wird durch Eindämmung der Ufer schadlos gemacht werden können, ohne dafs erhebliche Kosten erwachsen, da die Dämme weder hoch noch lang werden.

Die Gestalt des Grundwehres ist ebenfalls von Einflufs auf den Stau.

Als Grundwehr bezeichnet man ein unvollkommenes Überfallwehr, dessen Krone bei Mittelwasser noch überspült ist und dazu dient, einen bestimmten Bruchteil des in einem Flusse abströmenden Wassers einem Werkkanale zuzuführen, ein zu starkes Sohlengefälle zu mildern, oder zu Kulturzwecken verwendet zu werden etc.

18. Stauberechnungen bei Wehranlagen.

Die Wassermenge Q, welche bei einer zu berechnenden Stauhöhe h über ein Grundwehr fliefst, bestimmt sich nach der Formel

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu_1\, b\, h \sqrt{2\,g\,h} + \mu_2\, b\, h \sqrt{2\,g\,h},$$

wobei vorausgesetzt ist, dafs die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser vor dem Wehre ankommt, vernachlässigt werden kann, was praktisch betrachtet in den meisten Fällen zulässig ist. Kann das nicht geschehen, so ist die Formel anzuwenden:

$$Q\ {}^2/_3\,\mu_1\, b \sqrt{2\,g\,h}\left[(h + K)^{3/2} - K^{3/2}\right] + \mu_2\, b\, a \sqrt{2\,g}\ \sqrt{h + K}$$

In dieser Formel ist $\mu_1 = 0{,}57$ $\mu_2 = 0{,}62$, wobei jedoch μ_2 bis zu 0,82 wächst, wenn das Grundwehr sich nur wenig über die Sohle erhebt.

b = die Wehrbreite in Metern, h die Höhe des gestauten Wasserspiegels über der Krone eines Überfallwehres in Metern oder die Höhe des gestauten Wasserspiegels über dem ungestauten bei einem Grundwehr. a ist in letzterem

Falle die Höhe des ursprünglichen Wasser spiegels über der Wehrkrone in Metern: K endlich $= \frac{v^2}{2\,g}$ und $g = 9{,}81$. Für das Überfallwehr wird, falls die Ankunftsgeschwindigkeit des Wassers vor dem Wehre nicht vernachlässigt werden kann, die Formel mafsgebend:

$$Q = {}^2/_3\,\mu_1\,b\,\sqrt{2\,g}\,\left[(h + K)^{3/2} - K^{3/2}\right]$$

Bedingung für diese Formeln ist, dafs schräge Flügelmauern vorhanden sind, somit eine seitliche Kontraktion nicht eintritt.

Nun ist zwar die Wassermenge Q in der Regel bekannt und, wenn das nicht der Fall sein sollte, auf Grund der erwähnten Messungsmethoden zu bestimmen. Es dienen daher diese Formeln indirekt zur Ermittlung der Stauhöhe h.

Soll diese aus den Gleichungen ermittelt werden, so ist $K = 0$ zu setzen und h zu berechnen. Alsdann berechnet man das zu diesem h gehörige K und aus h und K die Wassermenge Q. Diese wird gröfser sein als die gegebene bzw. bekannte solche. Durch Versuchsrechnen findet man ein kleineres h, welches mit einem bezüglichen K der Wassermenge Q entspricht.

Für Überfälle mit breiter wagrechter Krone wird die Wasserhöhe e über der Krone $= {}^2/_3\,(h + K)$ und die Wassermenge

$$Q = 0{,}35\,b\,\sqrt{2\,g}\,(h + K)^{3/2}$$

Wird die Geschwindigkeit des Wassers vor der Ankunft beim Wehr vernachlässigt, so ist damit der Fall gegeben, dafs sich für die Stauberechnung infolge der zu grofs ausfallenden Stauhöhe eine gröfsere Staulänge ergibt und die Staudämme höher werden. Das Resultat wird daher für die Ausführung in finanzieller Hinsicht ungünstiger. Nachdem jedoch seitens der Behörden immer noch Sicherheit für anormale Katastrophenhochwässer verlangt wird, können erhöhte Anforderungen durch diese Stellen dadurch vermieden werden, dafs man freiwillig die meist unbedeutenden Mehrarbeiten auf sich nimmt und darauf hinweist, dafs ohnedies für die Wehranlage die ungünstigsten Annahmen ge-

macht wurden. Es wird also vorzuziehen sein, für ein Überfallwehr die Formel anzuwenden:

1) $Q = \frac{2}{3}\, \mu_1 b\, h \sqrt{2\, g\, h}$ und für ein Grundwehr

2) $Q = \frac{2}{3}\, \mu_1 b\, h \sqrt{2\, g\, h} + \mu_2\, b\, a \sqrt{2\, g\, h}$.

Ist z. B. ein Überfallwehr 47 m breit und beträgt die Hochwassermenge maximal 280 cbm, so wird aus Formel 1) die Überfallhöhe über Schützenoberkante:

$$h \sqrt{h} = \frac{Q}{\frac{2}{3}\, \mu_1 \times b \times \sqrt{2\, g}} = \frac{280}{0{,}57 \times 47 \times 4{,}43}$$

$$= \frac{280}{48{,}5} = 2{,}36,$$

$$1^1/_2 \log h = \log 2{,}36$$

$$\log h = \log \frac{2{,}36}{1{,}5}$$

$$h = 1{,}77 \text{ Meter.}$$

19. Berechnung der durch einen Wehreinbau bei Hochwasser verursachten Stauweite.

Ist durch ein solches Überfallwehr, dessen Schützen bei einem Hochwasser von 280 cbm sekundlich nicht gezogen werden, ein Stau von 1,77 m Höhe hervorgerufen, so ist auch dessen Länge zu berechnen, um zu wissen, auf welche Strecke Ufereindämmungen stattzufinden haben. Die Formel hiezu ist $\frac{2\,h}{i}$, worin i das ermittelte Sohlengefäll des Flusses oberhalb des Wehres pro Meter ist. Hat z. B. ein Flufs auf 1000 m 2,5 m Gefäll, so ist $i = \frac{2{,}5}{1000} = 0{,}0025$ die Staulänge demnach $\frac{2 \cdot 1{,}77}{0{,}0025} = 1416$ m. In dieser Entfernung vom Wehr ist somit der Stau = Null. Während die Staulinie in der Natur eine Parabel bildet, wird dieselbe in der praktischen Ausführung als Horizontale angenommen. Demgemäfs ist die Dammkronenhöhe im Längenprofil der beiden Ufer einzutragen, ebenso sind nach diesen Höhen die Dämme in den Querprofilen einzuzeichnen, deren Krone mindestens 30 cm über das höchste Hochwasser hinauszu-

ragen hat. Die Kronenbreite beträgt je nach der Höhe derselben 1—3 m.

20. Überfälle bei den Wehranlagen.

Um für derartige Wehranlagen bei mäfsig oder vorübergehend steigendem Wasserstande eine zeitraubende Regulierung der Hochwasserschützen des Wehres, die bei etwaigen Unterlassungen zu Beanstandungen führen würde, zu vermeiden und bei Hochwasser die Stauhöhe zu vermindern, wird fast immer oberhalb des Wehres ein auf Mittelwasserhöhe projektierter Überfall angeordnet, dessen Länge so bemessen wird, dafs kleinere Hochwässer schadlos abgeführt werden. Die Sohle des Überfalles erhält soviel Gefäll, als für das verwendete Material (Beton) tunlich ist, ohne dafs eine Ausspülung erfolgt und wird dieselbe meist mit einem leicht zu erneuernden Bohlenbelag gegen Beschädigung gesichert. Die über einen solchen Überfall, dessen Krone wagrecht mit etwas abgerundeter Kante hergestellt wird, fallende Wassermenge kann mittels der bereits erwähnten Formel für breite Überfallwehre berechnet werden:

$$Q = 0{,}35\, b \sqrt{2\, g}\, (h + K)^{3/2},$$

wobei die Überfallhöhe

$$e = {}^2/_3\, (h + K) \text{ ist.}$$

Bei einer derartigen Anlage mit Überfall ist selbstverständlich bei Stauermittlungen die gröfste Hochwassermenge, welche vor dem geschlossenen Wehre ankommt, um jenen Teil zu reduzieren, welchen der Überfall abführt. Wird dieser mittels eines Winkeleisens und schräg abfallender Betonwand so hergestellt, dafs er als Überfallwehr wirkt, so ist bei der Berechnung von h, welche vorausgehend durchgeführt wurde, die Wehrbreite plus der Länge des Überfalles als b in die Formel einzusetzen.

21. Die verschiedenen Wehrarten und deren Formen.

Im Handbuche der Ingenieurwissenschaft ist zur Bestimmung der Wassermenge, welche bei einem Grundwehre über dasselbe abfliefst, ebenfalls vorerwähnte, fast in allen Fällen anwendbare Formel angegeben.

Dieselbe lautet:

$$Q = {}^2/_3 \mu b \sqrt{2g} \left[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right]$$

worin $k = \frac{v^2}{2g}$, d. i. die Geschwindigkeitshöhe in einiger Entfernung oberhalb des Wehres ist.

Überfall in Wehrform.

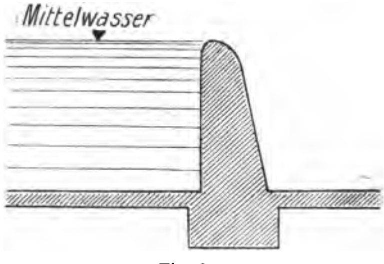


Fig. 6.

Das letzte Glied vor der eckigen Klammer kann als geringfügig entfallen. Der Koeffizient μ ist von der Form des Wehrkörpers abhängig. Ist die Krone gut abgerundet und die seitliche Einschnürung durch Leitwände aufgehoben, so wird $\mu = 0{,}83$ oder ${}^2/_3 \mu = 0{,}55$. Bei Wehren mit senkrechter Vorderfläche, ebener Krone mit scharfer Abflufskante (Winkel oder U-Eisen) wird ${}^2/_3 \mu = 0{,}45$, wenn Flügelwände vorhanden sind. Bei Überfällen mit geringer Breite ohne Flügelwände wird ${}^2/_3 \mu = 0{,}40$.

a) Überfallwehr.

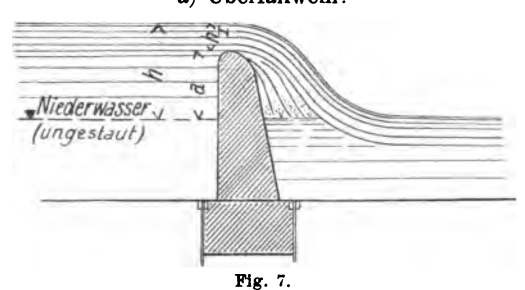


Fig. 7.

22. Berechnung der Wehrkronenhöhe, wenn eine bestimmte Stauhöhe vorgeschrieben oder von Natur aus bedingt ist.

Es wurde anfangs erwähnt, dafs bei Wehranlagen eingehende Untersuchungen des Geländes oberhalb des Wehres nötig werden. Zeigt es sich dabei, dafs bei einem be-

stimmten Stau die Flügeldämme ungewöhnlich hoch und lang würden, oder durch Überstauung von seitlichen Zuflüssen, Quellen etc. Unzukömmlichkeiten entstehen, oder wird seitens der Behörden nur eine bestimmte Stauhöhe als zulässig erklärt, so ist die Stauhöhe h bzw. $h\,\mathrm{I}$ von selbst gegeben. Man wird also von der gestatteten solchen auszugehen haben und alsdann aus der verkürzten (Formel 1)

b) Grundwehr.

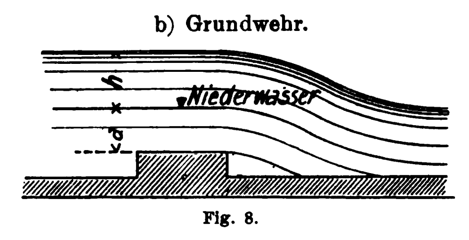


Fig. 8.

$$Q = 0{,}55\, b \sqrt{2g}\,(h + k)^{3/2}$$

bestimmen, welche Wassermenge bei höchstem Hochwasser über das Wehr abgeführt wird.

Während in dem vorausgehenden Beispiele für h eines Überfallwehres der Wert von 1,77 durch Auflösung der Formel gefunden wurde, wird einfacher meist umgekehrt verfahren und nach dem Gesagten h als bekannt vorausgesetzt und die Höhe der Wehrkrone unter dem Mittelwasser gesucht. Zu beachten ist, daſs die Höhe der Wehrkrone das Wehr entweder als Überfallwehr oder als Grundwehr qualifiziert und für beide Wehrarten verschiedene Formeln anzuwenden sind.

Grundwehr mit abgerundeter Überfallkante.

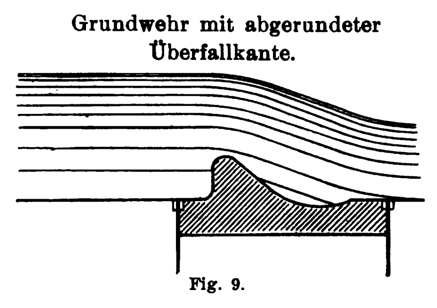


Fig. 9.

Die Wehrkrone z. B. ragt um $a = h - h^{\mathrm{I}}$ über den ungestauten Wasserspiegel empor (Fig. a) Der Übergang vom Überfallwehr zum Grundwehr findet dann statt, wenn $h - h^{\mathrm{I}} = 0$ wird. Da nun in den meisten Fällen die obenverzeichnete Formel 1 angewendet wird und in derselben K als unbedeutend vernachlässigt werden kann, so ergibt sich, daſs bei einer Wehrbreite b und einer Stauhöhe h ein

Überfallwehr entsteht, wenn Q kleiner wird als $0{,}55\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}$ und ein Grundwehr, wenn Q gröfser wird als $0{,}55\, b\, h\, \sqrt{2\, g\, h}$ während bei $Q = 0{,}55\, b\, h\, \sqrt{2\, g\, h}$ die Wehrkrone in der Höhe des ungestauten Wasserspiegels liegt, also $h - h^{\mathrm{I}} = 0$ ist.

In Anwendung der Formel 1 mit $K = 0$ gesetzt, erhält man für die Höhe der Wehrkrone über dem ungestauten Wasserspiegel die Formel:

$$a = h - h^{\mathrm{I}} = h - \left(\frac{Q}{0{,}55\, b \sqrt{2\, g}}\right)^{2/3} \text{ (Formel 2),}$$

z. B.:

Ein Flufs, welcher bei Niederwasser 7,47 cbm Wasser abführt und 17 qm Querschnittsfläche bei 11,7 m Wasserspiegelbreite hat, soll durch ein festes Wehr von 14,6 m Breite angestaut werden. Es ist nur ein Stau von 73 cm zulässig. Dicht oberhalb des Stauwehres sollen 1,84 cbm auf eine Turbinenanlage geleitet werden, wie hoch ist die Wehrkrone anzulegen?

$$Q = 7{,}47 - 1{,}84 = 5{,}63 \text{ cbm} \quad b = 14{,}6 \text{ und } h = 0{,}73$$

$$Q \text{ wird } 0{,}55 \cdot 14{,}6 \cdot 4{,}43 \cdot 0{,}797 = \text{rund } 28 \text{ cbm,}$$

demnach gröfser als $0{,}55 \cdot 14{,}6 \cdot 0{,}73 \sqrt{2 g h}$, weshalb ein Überfallwehr anzulegen ist.

Nach Formel 2 ist:

$$h^{\mathrm{I}} = \left(\frac{5{,}63}{0{,}55 \cdot 14{,}6 \cdot 4{,}43}\right)^{2/3} = 0{,}292.$$

Die gesuchte Höhe des Wehrrückens über dem ungestauten Wasserspiegel ist daher:

$$a = 0{,}73 - 0{,}292 = 0{,}438 \text{ m.}$$

Ergibt sich ein Grundwehr, wenn Q gröfser wird als $0{,}55\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}$, so ist die vereinfachte Formel anzuwenden:

$$Q = b \sqrt{2\, g\, (h + K)}\ [{}^2/_3\, \mu_1\, h + \mu_2 \cdot a]$$

und

$$a = \frac{Q}{\mu_2\, b \sqrt{2\, g\, (h + K)}} - {}^2/_3\, \frac{\mu_1}{\mu_2} \cdot h \text{ (Formel 3).}$$

Die Werte von μ_1 und μ_2 bestimmen sich dabei wie folgt:

Ist die ganze Wehrkrone für den Überfall freigehalten und wie bei den Überfallwehren gut abgerundet, so wird μ_1

im Mittel 0,83 und $\mu_2 = 0,67$ (Fig. *a*). Ist jedoch das Wehr nach Fig. *b*, somit mit scharfen Kanten und breiter Überfallmauer geformt, so wird $\mu_1 = 0,83$ und $\mu_2 = 0,62$. (Siehe Skizze Seite 38.)

Betrachtet man das Grundwehr als Unterbau eines beweglichen Schleusenwehres mit Griefsständern und Setzpfosten, so wird $\mu_1 = \mu_2$ angenommen und dessen Wert $= 0,60$ bis 0,65.

Z. B.:

Ein Flufs soll durch ein festes Wehr um 0,8 m bei Mittelwasser angestaut werden.

Gegeben ist $Q = 60$ cbm $b = 30$ m, ferner das Querprofil des gestauten Oberwassers $= 90$ qm.

Wie hoch ist die Wehrkrone zu legen?

Es ist $0,55\, b \cdot h \sqrt{2\, g h} = 0,55 \cdot 30 \cdot 0,80 \sqrt{19,62 \cdot 0,8}$ kleiner als 60 cbm. Daher wird das Wehr ein Grundwehr. Die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers $= \frac{60}{90} = 0,67$ m

$$K = \frac{0,67^2}{2 \cdot 9,81} = \text{rund } 0,023 \text{ m.}$$

Nach Formel 3 wird

$$a = \frac{60}{0,67 \cdot 30 \sqrt{19,62 \cdot 0,823}} - 0,82\,.\,0,8 = 0,088$$

wobei Abrundung der Wehrkrone vorgesehen ist. Wird das Wehr als Unterbau eines Schleusenwehres Fig. *b* gedacht, so wird

$$a = \frac{60}{0,62 \cdot 30 \sqrt{19.62 \cdot 0,823}} - 0,89 \cdot 0,8 = 0,092.$$

Demnach wäre die Wehrkrone um 0,09 m unter Mittelwasser zu projektieren.

23. Stauwirkung der Grund- und Überfallwehre mit festem Unterbau und offenen Schützen bzw. entfernten Nadeln.

Es erübrigt nur noch, die Stauwirkung von Wehrbauten bei Hochwasser in Betracht zu ziehen.

a) Stauhöhe.

Ist für einen Wasserlauf durch Messung bei Hochwasser die Querschnittsfläche F z. B. mit 400 qm gefunden und sei die Breite $B = 80$ m und die Wassermenge $Q = 600$ cbm, so ist zu untersuchen, wie grofs die Stauhöhe h und die Geschwindigkeit v wird, wenn die Tiefe a des Unterbaues unter dem ungestauten Wasserspiegel 5 m beträgt, die Wehrbreite = 60 m ist und z. B. bei einem Nadelwehre sämtliche Nadeln entfernt sind.

Die Formel hierfür ist:

$$h_1 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu\, b\, a}\right)^2 - \left(\frac{Q}{F}\right)^2\right]$$

oder $h_1 = \frac{1}{19{,}62}\left[\left(\frac{600}{0{,}90 \cdot 60 \cdot 5{,}0}\right)^2 - \left(\frac{600}{400}\right)^2\right] = 0{,}137,$

wobei $\mu = 0{,}9$ ist.

Setzt man den so gefundenen Wert von h in die Formel

$$h = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu\, b\,(a+h)}\right)^2 - \left(\frac{Q}{F+Bh}\right)^2\right]$$

ein, indem $h^{I} = h$ ist, so ergibt sich:

$$h = \frac{1}{19{,}62}\left[\left(\frac{600}{0{,}9 \cdot 60 \cdot 5{,}137}\right)^2 - \left(\frac{600}{400 + 80 \cdot 0{,}137}\right)^2\right] = 0{,}13\,\text{m}.$$

b) Wassergeschwindigkeit.

Zur Berechnung der Geschwindigkeit v dient die Formel:

$$v = \frac{Q}{\mu\, b\,(a+h)} = \frac{600}{0{,}9 \cdot 60\,(5{,}0 + 0{,}130)} = 2{,}166 \text{ m}$$

sekundlich.

24. Allgemeine praktische Winke über Wehre, Kanäle und Turbinenanlagen.

Es wurde in dem Vorausgegangenen bereits darauf aufmerksam gemacht, dafs durch die Wahl günstigster Querprofile für die Kanalführung an Gefäll sowohl wie an Kosten gespart werden kann und daher zu solchen stets gegriffen werden mufs, falls die Terrainverhältnisse es gestatten. Je vorteilhafter das Profil für die Wasserbewegung gewählt

im Mittel 0,83 und $\mu_2 = 0,67$ (Fig. *a*). Ist jedoch das Wehr nach Fig. *b*, somit mit scharfen Kanten und breiter Überfallmauer geformt, so wird $\mu_1 = 0,83$ und $\mu_2 = 0,62$. (Siehe Skizze Seite 38.)

Betrachtet man das Grundwehr als Unterbau eines beweglichen Schleusenwehres mit Griefsständern und Setzpfosten, so wird $\mu_1 = \mu_2$ angenommen und dessen Wert $= 0,60$ bis 0,65.

Z. B.:

Ein Flufs soll durch ein festes Wehr um 0,8 m bei Mittelwasser angestaut werden.

Gegeben ist $Q = 60$ cbm $b = 30$ m, ferner das Querprofil des gestauten Oberwassers = 90 qm.

Wie hoch ist die Wehrkrone zu legen?

Es ist $0,55\, b \cdot h \sqrt{2\, g h} = 0,55 \cdot 30 \cdot 0,80 \sqrt{19,62 \cdot 0,8}$ kleiner als 60 cbm. Daher wird das Wehr ein Grundwehr. Die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers $= \frac{60}{90} = 0,67$ m

$$K = \frac{0,67^2}{2 \cdot 9,81} = \text{rund } 0,023 \text{ m.}$$

Nach Formel 3 wird

$$a = \frac{60}{0,67 \cdot 30 \sqrt{19,62 \cdot 0,823}} - 0,82 \,.\, 0,8 = 0,088$$

wobei Abrundung der Wehrkrone vorgesehen ist. Wird das Wehr als Unterbau eines Schleusenwehres Fig. *b* gedacht, so wird

$$a = \frac{60}{0,62 \cdot 30 \sqrt{19.62 \cdot 0,823}} - 0,89 \cdot 0,8 = 0,092.$$

Demnach wäre die Wehrkrone um 0,09 m unter Mittelwasser zu projektieren.

23. Stauwirkung der Grund- und Überfallwehre mit festem Unterbau und offenen Schützen bzw. entfernten Nadeln.

Es erübrigt nur noch, die Stauwirkung von Wehrbauten bei Hochwasser in Betracht zu ziehen.

a) Stauhöhe.

Ist für einen Wasserlauf durch Messung bei Hochwasser die Querschnittsfläche F z. B. mit 400 qm gefunden und sei die Breite $B = 80$ m und die Wassermenge $Q = 600$ cbm, so ist zu untersuchen, wie grofs die Stauhöhe h und die Geschwindigkeit v wird, wenn die Tiefe a des Unterbaues unter dem ungestauten Wasserspiegel 5 m beträgt, die Wehrbreite = 60 m ist und z. B. bei einem Nadelwehre sämtliche Nadeln entfernt sind.

Die Formel hierfür ist:

$$h_1 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu\, b\, a}\right)^2 - \left(\frac{Q}{F}\right)^2\right]$$

oder $h_1 = \frac{1}{19{,}62}\left[\left(\frac{600}{0{,}90 \cdot 60 \cdot 5{,}0}\right)^2 - \left(\frac{600}{400}\right)^2\right] = 0{,}137,$

wobei $\mu = 0{,}9$ ist.

Setzt man den so gefundenen Wert von h in die Formel

$$h = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu\, b\,(a+h)}\right)^2 - \left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2\right]$$

ein, indem $h^{I} = h$ ist, so ergibt sich:

$$h = \frac{1}{19{,}62}\left[\left(\frac{600}{0{,}9 \cdot 60 \cdot 5{,}137}\right)^2 - \left(\frac{600}{400 + 80 \cdot 0{,}137}\right)^2\right] = 0{,}13\,\text{m}.$$

b) Wassergeschwindigkeit.

Zur Berechnung der Geschwindigkeit v dient die Formel:

$$v = \frac{Q}{\mu\, b\,(a+h)} = \frac{600}{0{,}9 \cdot 60\,(5{,}0 + 0{,}130)} = 2{,}166 \text{ m}$$

sekundlich.

24. Allgemeine praktische Winke über Wehre, Kanäle und Turbinenanlagen.

Es wurde in dem Vorausgegangenen bereits darauf aufmerksam gemacht, dafs durch die Wahl günstigster Querprofile für die Kanalführung an Gefäll sowohl wie an Kosten gespart werden kann und daher zu solchen stets gegriffen werden mufs, falls die Terrainverhältnisse es gestatten. Je vorteilhafter das Profil für die Wasserbewegung gewählt

werden kann, um so geringer wird der Gefällsverlust und um so gröfser der an der Turbine wirksame Nutzeffekt. Aber nicht nur durch rationellste Ausnutzung des Gefälles wird letzterer erzielt, sondern auch durch die Wahl der Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser im Kanale geführt werden will, da grofse Geschwindigkeiten, wie gezeigt, auch grofse Gefällsverluste bedingen. Man soll also, abgesehen von dem erwähnten Übelstande, dafs zu rasch fliefsendes Wasser die Kanäle, welche durch lockeres Material geführt werden, angreift, keine zu grofse Wassergeschwindigkeit wählen und nur darauf Bedacht nehmen, dafs die erwähnte Gefahr des gänzlichen Einfrierens, sowie ein Verwachsen des Kanales durch Wasserpflanzen vermieden bleibt. Eine Verschlammung der Kanäle ist nicht in Rücksicht zu ziehen, da diese Wasserwege stets periodisch gereinigt werden müssen, was bei schlammigen Ablagerungen selbst während des Betriebes möglich ist. Aber nicht allein eine rationelle Ausnutzung des Gefälles im Ober- und Unterwasserkanale bedingt einen regelrechten und mit den Berechnungen übereinstimmenden Betrieb, sondern auch die Anlage des Wehres und der Einlauf zur Turbine.

Es ist z. B. nicht angängig, das Wehr derart schräg anzulegen, dafs der Oberwasserkanal parallel zur Verlängerung des so konstruierten Wehres und direkt an dieses anschliefsend geführt wird, da in solchen Fällen das gesamte Eis, Treibholz etc. gegen den Kanalrechen getrieben wird und diesen verlegt, so dafs grofse Betriebsschwankungen bzw. -Störungen eintreten. Verschlammungen und Verkiesungen im Kanalanfange sind gleichsfalls die Folge einer derart verfehlten Anlage und es empfiehlt sich daher, das Wehr senkrecht zur Flufsrichtung einzubauen, die Kanalabzweigung 15 bis 25 m oberhalb des Wehres zu verlegen und durch sog. Streichbalken und den Einbau eines groben Rechens das Eis sowie Treibholz etc. von dem Kanale abzuweisen. Dafs die Sohle des Kanaleinlaufes höher zu liegen hat als die Flufssohle, um den Eintritt von Sand, Schlamm und Kies in den Kanal hintanzuhalten, wurde bereits klargelegt. Von sehr grofsem Werte als Mittel gegen

letztere Übelstände sind die sog. Kiesschleusen zu betrachten, welche stets in das Wehr eingebaut werden sollen. Um die gesamten Ablagerungen vor dem Wehre durch diese Schleusen abführen zu können, wird längs der Kanaleinlaufmauer ein tiefer als das Flufsbett gelegener Schlammkanal

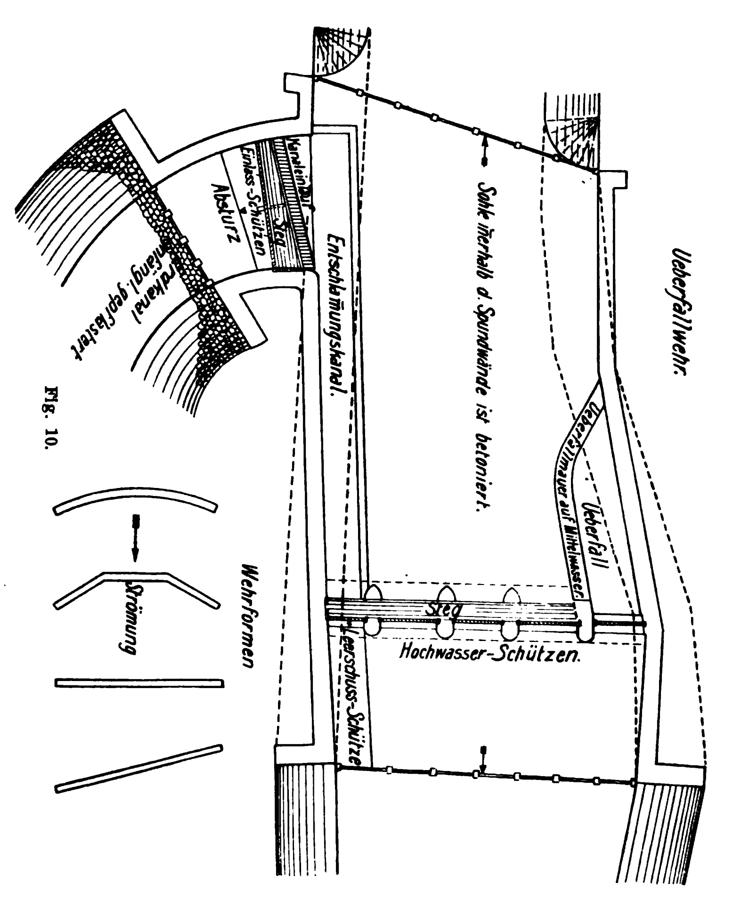


Fig. 10.

erbaut, welcher sich bis zu der erwähnten Kiesschleuse fortsetzt und beim Ziehen derselben entleert wird. In solchen Fällen ist eine Erhöhung der Kanaleinlaufsohle nicht unbedingt nötig.

Wird ein Erdkanal, wie es vielfach erforderlich ist, zwischen Dämmen geführt, so sind letztere mit ihrer Krone ca. 30 cm über dem höchsten Hochwasserspiegel zu legen und horizontal zu führen, damit der durch das Hochwasser im Unterwasserkanale dabei entstehende Rückstau durch die alsdann mögliche Hebung des Oberwasserkanalspiegels auf Hochwasserhöhe tunlichst gemindert wird. Ebenso empfiehlt es sich, die Sohle des Oberwasserkanales tiefer als nötig zu legen, damit bei Eisbildung an der Oberfläche des Wassers keine allzugrofse Querschnittsverkleinerung eintritt. Bei dieser Anordnung ist auch die erwähnte Höherlegung des Turbineneinlaufes auf die normale Kanalsohle zulässig. Dafs am Wehre Überfälle einzubauen sind, welche bei hohem Wasserstande in den Flüssen grofse Schwankungen in der Wasserzuführung zu der Turbinenanlage verhindern, bei grofsen Hochwässern aber den Stau verringern, wurde bereits erwähnt. Ferner sei hier darauf hingewiesen, dafs die Herstellung von Wehren in Flüssen, welche mit Flöfsen befahren werden, den Einbau sog. Flofsgassen bedingt. Bei etwaigem Schiffsverkehr sind Schleusenkammern zu erbauen. Auch darf nicht übersehen werden, dafs in fischreichen Gewässern von den staatlichen Behörden sowohl als von Privaten oder Gemeinden die Anbringung sog. Fischleitern verlangt wird, wenn sämtliches Mittelwasser dem Kanale zugeführt wird. Von grofsem Vorteile in bezug auf Turbinenregulierung sind noch die Überfälle an der Kraftstation selbst, welche gewissermafsen als Übereich dienen und einen gleichmäfsigen Gang der Turbinen bedingen.

Wird, wie oben schon erwähnt, darauf reflektiert, dafs bei Hochwasser dieses in den Oberwasserkanal in der Höhe des im Flusse vorhandenen Wasserspiegels eintreten kann, dafs also sozusagen auch dem Kanale solches zugeführt wird, so würde natürlich ein vor der Turbinenanlage auf Mittelwasser angelegter Überfall den angestrebten Zweck, d. i. die Wirkung des im Unterwasserkanale eintretenden Rückstaues zu mildern, vereiteln. In solchen Fällen ist dieser Überfall so zu konstruieren, dafs dessen

Krone die Basis zur Anbringung einer Schütze, oder von Setzpfosten bzw. eines Nadelwehres bildet, so dafs der nötige Aufstau mit geringer Mühe erfolgen kann.

Der vor dem Rechen bei der Turbinenanlage sich ansammelnde Schlamm mufs zeitweise entfernt werden können und ist zu diesem Zwecke vor dem Rechen ein Schlammkanal anzubringen, und in starkem Gefäll zur Putzschütze zu führen, welche vorteilhaft im Überfalle eingebaut wird und zugleich als Leerschufs bei Entleerung des Kanales dient. Das diese Schütze durchströmende Wasser, Schlamm etc. wird durch einen parallel zu den Turbinenschächten geführten Kanal in den Unterwassergraben zurückgeleitet. Sohle und Seitenwände des letzteren sind an der Mündung dieses Kanales sowohl als beim Auslaufe aus den Turbinenkammern gegen Ausspülung durch kräftige Stein- oder Betonbauten, Pflasterungen etc. zu schützen. Wurde die Sohle des Kanals, wie erwähnt, tiefer als nötig angeordnet, so ergibt sich der Putzgraben von selbst und ist die Kanalsohle dort lediglich zu betonieren und mit starkem Gefälle gegen die Schützen für die Entschlammung zu versehen. Dafs unter den Saugrohren der Turbinen, welch letztere bekanntlich den Zweck haben, das durch dieselben abströmende Wasser ebenso wie das zur Turbine zuströmende als Betriebskraft nutzbar zu machen, eine Sohlenvertiefung vorzusehen ist, dürfte bekannt sein, da das in derselben stehende Wasser als natürlicher Puffer wirkt und dadurch die sonst unvermeidlichen Ausspülungen in der Sohle verhindert.

Bei Hochdruckturbinen ohne Saugrohr, welche nur an eine Druckrohrleitung angeschlossen werden, ist die Anlage für das Turbinenhaus eine sehr einfache, da ein Rückstau infolge der hohen Lage des Turbinenachsenmittels ausgeschlossen ist. Allerdings ist dabei ein nicht unbedeutender Gefällsverlust in Kauf zu nehmen, da diesen Turbinen die Saugrohre fehlen, so dafs das Wasser, welches das Schaufelsystem passiert hat, ohne eine weitere Kraftäufserung zu vollziehen, in den Unterwasserkanal abstürzt.

Für Anlagen mit Schachtturbinen ist zu beachten, dafs hier Saugrohre vorhanden sind, also der Rückstau im Unter-

wasserkanal bei eintretendem Hochwasser einen Gefällsverlust und dadurch eine verminderte Arbeitsleistung bedingt. Da jedoch derartige Anlagen für Bäche vorgesehen werden, welche sehr erhebliches Gefälle besitzen, so dafs die Hochwässer nicht sehr hoch anschwellen und sehr rasch wieder verlaufen, ist die verminderte Arbeitsleistung unbeträchtlich und von kurzer Dauer. Es empfiehlt sich daher, vor dem Einfall in den Schacht einen Überlauf und Leerschufs anzuordnen, wie derselbe bei jenen Turbinenanlagen vorgesehen ist, bei welchen Hochwasser nicht in den Kanal eingeleitet wird.

Schliefslich sei hier noch einer besonderen Wehranlage Erwähnung getan, welche hauptsächlich bei Gebirgsbächen mit sehr starkem Gefäll vorteilhaft angewendet wird, d. i. die Wasserabfangung mittels eines in die Bachsohle über einem Einfallschachte erbauten, im Gefäll liegenden eisernen Rechens.

Wo die Bäche viel Gerölle, Felsstücke etc. mitbringen, ist ein derartiges Wehr das Vorteilhafteste, da diese Körper schadlos über den im Gefälle eingebauten Rechen hinweggleiten und auf dem bisherigen Weg weitergeführt werden, indem ein Stauwehr, vor welchem sich die Felsen und Steine festsetzen würden, nicht vorhanden ist, und von diesen daher auch nicht beschädigt oder zertrümmert werden kann. Man kann deshalb derartige Anlagen richtiger als Wasserfang bezeichnen und haben dieselben den weiteren Vorteil, dafs die Hochwasserverhältnisse nicht geändert werden. Am besten erbaut man die Einfallschächte oberhalb eines Wasserabsturzes so dafs Sand, kleine Kiesstücke etc., welche durch den Rechen in den Schacht hinabfallen, wieder unterhalb des Absturzes in den Bach entleert werden können, zu welchem Zwecke ein Kanal mit starkem Sohlengefäll, häufig in Form eines Bogensegmentes erbaut werden mufs, der an seinem Ende mit einer Schütze zu versehen ist. Diese dient alsdann zugleich als Leerlauf. Die Mauer des Kanales, welche an den Bach angrenzt, ist auf eine bestimmte Strecke als Überfall zu erbauen, damit das bei Hochwasser in den Schacht eintretende zu

reichliche Wasser wieder in das tiefer liegende Gerinn zurückfliefsen kann. Die Abzweigung des Triebwassers mittels eines Rohres, Kanales oder Stollens etc. erfolgt von diesem Kanale aus und mufs die Sohle des erforderlichen Gerinnes so hoch angeordnet sein, dafs aus dem Ableitungs-

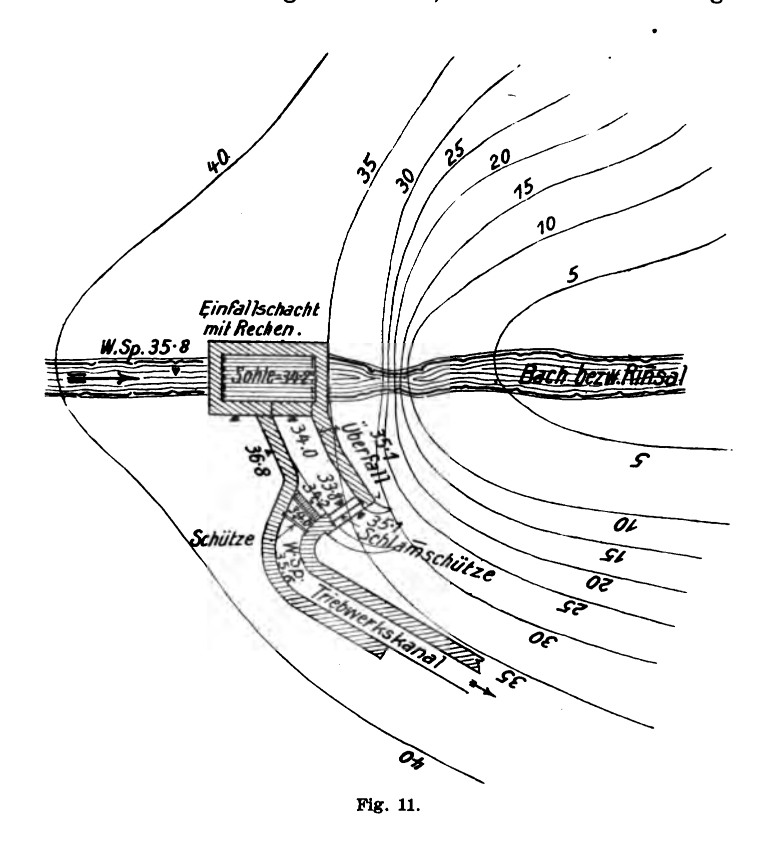


Fig. 11.

kanale vom Wasserfange weder Sand noch Steine etc. vom Triebwasser mitgerissen werden. Vor der Abzweigung des letzteren ist eine Einlafsschütze und ein Feinrechen anzubringen. Derartige Anlagen sind insbesondere im Hochgebirge sehr empfehlenswert. (Siehe Skizze.)

b) Berechnung der Druckhöhenverluste.

Ist h die Druckhöhe, welche berechnet werden soll, d der innere oder lichte Durchmesser der Rohre, l die Leitungslänge, λ der Röhrenwiderstand und ξ die Druckhöhe, welche erforderlich ist, dem Wasser beim Eintritt in die Leitung die nötige Geschwindigkeit zu verleihen, endlich v die effektive Geschwindigkeit des Wassers am Ende der Leitung, also an der Turbine, so ist

$$h = \left(1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}\right) \frac{v^2}{2g}$$

Ist der Querschnitt nicht kreisförmig, sondern anderweitig gestaltet, so dafs der Umfang $= U$ ist und die Quadratfläche F, so hat man statt $\lambda \cdot \frac{l}{d}$ zu setzen: $\lambda \frac{U}{4F} l$.

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}}}$$

oder, bei oben erwähnter Annahme, statt $\lambda \frac{l}{d}$ wieder $\lambda \frac{U}{4F} l$

Nun ist nach:

Weifsbach $\lambda = 0{,}01439 + \frac{0{,}00947}{\sqrt{v}}$

Darcy $\lambda = 0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{d}$

Frank $\lambda = 0{,}010045 + \frac{0{,}0075478}{\sqrt{d1}}$

Letztere Erfahrungsformel gilt jedoch für inkrustierte Rohrleitungen, wobei $d1$ den durch Ansatz verengten Querschnitt bedeutet. Der Druckhöhenverlust wird in solchen Leitungen:

$$h_1 = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$$

und

$$\frac{h_1}{l} = \frac{16\lambda}{\pi^2 2g} \frac{Q^2}{d^5}$$

Die Frankschen Erfahrungswerte kommen bei Herstellung neuer Wasserkraftanlagen nicht in Betracht und können hier unerörtert bleiben.

Die am häufigsten angewendete Formel ist jene von Weifsbach, nach welcher auch die beiliegende Tab. I 1 u. 2 berechnet ist.

ξ ist im Mittel 0,505, wird jedoch bei trichterförmig geformter Abrundung des Rohreinlaufes auf 0,08 herabgemindert und kann demnach bei längeren Leitungen der Koeffizient $1 + \xi$ aufser Rechnung bleiben.

c) Druckhöhenverluste in Krümmern etc.

Zu den erwähnten Widerständen, welche das Wasser bei seiner Bewegung in Rohrleitungen erleidet, kommen noch die Widerstände durch Bogenrohre oder Krümmer und ist ξ für ein Knie von:

$$10^0 = 0{,}045$$
$$20^0 = 0{,}139$$
$$30^0 = 0{,}363$$
$$45^0 = 0{,}981$$
$$70^0 = 2{,}43.$$

Für jede Verengung ist

$$\xi = \left(\frac{A}{m A_1} - 1\right)^2$$

und für jede Erweiterung

$$\xi = \left(1 - \frac{A_1}{A}\right)^2$$

worin A_1 der kleinere und A der gröfsere Querschnitt, während $m = 0{,}6$ bis $0{,}8$ ist.

d) Bestimmung der Rohrdurchmesser für Druckleitungen.

Den Durchmesser einer Leitung, welche Q cbm pro Sekunde liefern soll, erhält man durch die Formel

$$d = 1{,}128 \sqrt{\frac{Q}{v^2}}$$

in Metern.

Diese Formel trägt jedoch dem Druckhöhenverluste keine Rechnung und kann nur benutzt werden, um eine beliebige Querschnittsfläche, in welcher eine bestimmte Wassermenge Q mit einer angenommenen Geschwindigkeit v fliefst, in eine kreisförmige umzuwandeln. Zur angenäherten

direkten Berechnung jenes Rohrdurchmessers, welcher den Reibungswiderständen Rechnung trägt, gibt **Darcy** die Formel:

$$d = \sqrt[5]{\frac{c\,l\,Q^2}{h}},$$

worin $c = 0{,}001641 + \frac{0{,}000042}{d}$ und l die Leitungslänge, h das Gefäll resp. die Druckhöhe und Q die Wassermenge ist.

Es wurde bereits erwähnt, dafs ξ als Widerstand beim Eintritt des Wassers in die Rohre unter der gemachten Voraussetzung eines trichterförmigen Einlaufes in eine längere Rohrleitung vernachlässigt wird.

Der gleiche Fall ist gegeben bei ξ, welches den Widerstand in Krümmern etc. bezeichnet. Die obige Zusammenstellung zeigt jedoch sehr deutlich, dafs starke Krümmer wenn irgend möglich vermieden werden müssen, sollen nicht grofse Gefällsverluste eintreten, so dafs weit besser in kurzer Entfernung zwei bis drei schwache Krümmer eingebaut werden. Der erhöhte Kostenpunkt kann dabei nur dann in Frage kommen, wenn so reichliches Gefälle vorhanden ist, dafs auf einen Bruchteil desselben leicht verzichtet werden kann.

Man wird jedoch in der Praxis die Vernachlässigung des Koeffizienten ξ dadurch ausgleichen, dafs etwas gröfsere Rohre gewählt werden, was ohnedies fast immer notwendig wird, wenn der gefundene Rohrdurchmesser auf- statt abgerundet wird.

Bei kleineren Gufsrohren, welche nach den bestehenden Normalien hergestellt werden, ist zudem die Wahl der Rohrdurchmesser eine beschränkte, da nur bestimmte solche im Handel sind und die Herstellung anderer Durchmesser die Preise mehr verteuern würde als die Wahl des nächst gröfseren Profiles.

Für Schmiedeisenrohre, welche nach Angabe gefertigt werden, empfiehlt es sich ebenfalls, den Durchmesser auf 5 cm aufzurunden, also z. B. nicht Rohre mit 0,62 m Lichtweite zu bestellen, sondern mit 0,65.

Erläuterung für Benutzung der Tabelle I 1 u. 2.

Die beigefügte Tabelle I 1 u. 2 zur Auffindung der für jeden Fall erforderlichen Rohrdurchmesser und des Druckhöhenverlustes, welcher bei den verschiedenen Geschwindigkeiten auftritt, macht jede komplizierte Rechnung überflüssig und sei zu deren Erläuterung nachstehendes bemerkt:

Bei jeder Wasserkraftanlage ist es Bedingung, daſs die vorhandene geringste Wassermenge bekannt ist, ebenso die höchste und daraus die mittlere, auf welch' letztere sich gewöhnlich das Projekt stützt. Die Tabelle verzeichnet nun sämtliche im Handel befindliche Rohrdurchmesser, sowie die am häufigsten angewendeten gröſseren solchen für Schmiedeisenrohre etc. und zwar ist der Querschnitt dieser Rohre unter der Geschwindigkeit $v = 1$ zu entnehmen.

Diese Querschnittsflächen, mit einer Reihe von Geschwindigkeiten multipliziert, ergibt die Wassermenge in Litern, welche bei diesen Geschwindigkeiten und den aufgeführten lichten Durchmessern sekundlich abgeführt werden.

Dadurch ist in der Tabelle eine solche Reihe von Wassermengen berechnet, daſs fast in jedem Falle für eine gegebene solche und eine in der Tabelle verzeichnete Geschwindigkeit der erforderliche Rohrdurchmesser direkt gefunden werden kann. Man sucht daher in der Tabelle nach einer ähnlich groſsen Wassermenge als jene ist, für welche der Rohrdurchmesser bestimmt werden soll, und zwar unter einer Geschwindigkeit, welche wohl in gewisser Beziehung beliebig gewählt werden kann, jedoch einerseits durch die Bauart der Turbinen, anderseits durch den Kostenpunkt begrenzt ist. Man kann daher bei geringem Baukapital und überschüssigem Gefäll an die Grenze der zulässigen Geschwindigkeit schreiten, während bei der Anforderung, daſs die gröſste Kraft ohne Rücksicht auf die Kosten zu erzielen sei, eine geringe Geschwindigkeit und ein groſser Rohrdurchmesser gewählt wird. In vielen Fällen wird die Mitte zwischen den beiden Annahmen die beste Lösung bilden und sind Geschwindigkeiten von 0,5—1,5 m pro Sekunde die gebräuchlichsten. Zu beachten ist ferner,

dafs die Wahl einer sehr geringen Geschwindigkeit zur Verschlammung der Rohre Anlafs gibt.

Beispiel: Das Wasser eines Falles mit 75 m Gefäll und 400 Sek.-Litern Mittelwasser soll durch eine Röhrenfahrt von 700 m Länge einer Turbinenanlage zugeführt werden. Welcher Rohrdurchmesser ist erforderlich, wenn die Geschwindigkeit von $v = 2,0$ m nicht überschritten und nicht unter 1,0 m herabsinken soll? Wieviel PS werden erzielt? Für eine Geschwindigkeit von 1,5 m pro Sekunde und einen Rohrdurchmesser von 600 mm findet sich in der Tabelle I 1 eine Wassermenge von 424,110 l.

Die Rohre sind demnach mit 600 mm Lichtweite reichlich bemessen; aber aus den früher aufgeführten Gründen durchaus nicht zu grofs.

Der Druckhöhenverlust wird bei gleicher Geschwindigkeit für diese Rohre nach Tabelle I 2 pro 100 m = 0,4228 und auf 700 m = 2,96 oder rund 3 m. Das effektive Gefälle wird demnach 75 — 3 = 72 m, die Leistung an der Turbine bei einem Nutzeffekte derselben von 78 % = 299,5 PS.

Dabei ist nur eine Wassermenge von 400 Sek.-Litern der Berechnung zugrunde gelegt, da angenommen ist, dafs auch bei starkem Wasserstande die Menge von 424,110 l infolge der Druckhöhenverluste, welche in der Leitung durch Krümmer etc. entstehen und der damit bedingten Geschwindigkeitsverringerung an der Turbine pro Sekunde nicht zum Abflufs gelangte, sondern lediglich die vorhandenen 400 l, diese dagegen mit der vollen Druckhöhe von 72 m.

Sollte in seltenen Fällen in der Tabelle keine Wassermenge zu finden sein, welche der gegebenen entspricht, so kann ohne umständliche Rechnung durch Einschaltung einer neuen Geschwindigkeit der Rohrdurchmesser bestimmt werden, da die Rubrik für $v = 1$ die lichte Rohrquerschnittsfläche für jede aufgeführte Rohrgattung angibt.

Soll z. B. eine Wassermenge von 750 l mit einer Geschwindigkeit von 1,0—1,5 m pro Sekunde abgeführt werden, und sind Krümmer in der Leitung nicht vorhanden, so

dafs die Wassermenge nicht wesentlich höher angenommen zu werden braucht, als die Rohre Wasser bei diesen Geschwindigkeiten zu fassen vermögen, so ist unter $v = 1$ für Rohre mit 900 mm Lichtweite eine Wassermenge von 636,17 verzeichnet. Bei der nächst angeführten Geschwindigkeit fördert dieses Rohr bereits 795 l. Der Wert für 750 l liegt daher zwischen den Geschwindigkeiten von 1,0 und 1,25. Die gesuchte neue Geschwindigkeit wird demnach 1 : 363,17 = x : 750 = 1,18 m. Die Wassermenge Q wird dabei 750,68 oder rund, wie verlangt, 750 l. Für diese Geschwindigkeit ist in Tabelle I 2 kein Druckhöhenverlust verzeichnet. Derselbe berechnet sich jedoch nach der im Kopfe dieser Tabelle angegebenen Formel:

$$h^{\mathrm{I}} = \lambda \frac{v^2}{2g} \frac{l}{d}, \text{ wobei } \lambda = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}} \text{ ist.}$$

λ wird 0,0231,

$$\text{demnach } 0{,}0231 \frac{1{,}18^2}{19{,}62} \times \frac{100}{0{,}9} = 0{,}1822 \text{ pro } 100 \text{ m.}$$

Derartige Berechnungen sind jedoch nur in sehr seltenen Fällen nötig, da, wie erwähnt, die fabrikmäfsige Herstellung der Rohre nach aufgerundeten Mafsen erfolgt und der geringe Materialmehrverbrauch bei gleichem Arbeitslohne gar nicht in Betracht fällt. In gleicher Weise könnte bei der Wahl einer Geschwindigkeit von 1,5 m im vorstehenden Beispiele eine Wassermenge von 753,98 Sek.-Litern gefördert werden, die somit der vorhandenen fast genau entspricht und wobei statt 900 mm Rohre solche mit 800 gewählt werden können. Der Druckhöhenverlust für letztere und $v = 1{,}5$ würde 0,3171; bei nicht zu langer Leitung daher nicht allzu hoch und wird man in den meisten Fällen die billigere Rohrleitung (im vorstehenden Beispiele pro m ca. 10 Mark) wählen, da unter Umständen die ausgebaute Pferdekraft durch die Wahl geringer Geschwindigkeit und grofser Rohre über Gebühr verteuert würde.

Anders liegt der Fall, wenn die Wassermenge sehr gering, das Gefälle sehr hoch und der Kostenunterschied in den Rohrgröfsen nicht sehr erheblich ist.

Stehen z. B. nur 40 Sek.-Liter bei 250 m Gefäll zur Verfügung, so könnte ein Rohrdurchmesser von 150 mm bei 2,5 m Geschwindigkeit und ein Durchmesser von 250 mm bei 0,9 m $= v$ gewählt werden. Im ersten Falle wird $h^{I} = 4{,}33$ pro 100 m, im letzteren 0,403. Es würde daher durch die Wahl von 150 er Rohren ein mehr als zehnfacher Gefällsverlust sich ergeben, als wenn 250 er Rohre verwendet werden. Bei 1000 m Leitungslänge berechnet sich ein Gefällsverlust von 43,33 gegen 4,025. Bei einem Nutzeffekte der Turbine von 75 % entstünde demnach bei der Wahl des kleineren Rohrdurchmessers ein Verlust von ca. 30 PS. Eine ausgebaute Pferdekraft, welche nicht mehr als 300 Mark kostet, kann noch als billig bezeichnet werden. Die Mehrkosten dürfen daher bei 1000 m Rohrlänge noch 9000 Mark für 30 PS betragen. Die Preisdifferenz bei Gufsrohren würde jedoch pro Meter nur 5 bis 6 Mark betragen, im ganzen somit 6000 Mark. Es wäre daher nicht rationell, die kleinen Rohre zu empfehlen oder zu wählen, vorausgesetzt, dafs die volle Kraft ausgenutzt werden will.

28. Projektierung von Hochdruckanlagen, bei welchen das vorhandene Wasser nicht vollständig verwertet werden will.

Häufig kommt es vor, dafs eine vorhandene Wassermenge deshalb nicht ganz ausgenutzt werden will, weil vorerst für die ganze entstehende Kraft keine Verwendung vorhanden ist und der volle Ausbau ein zu hohes Anlagekapital bedingen würde. Man hilft sich in diesem Falle dadurch, dafs zunächst nur eine dem erforderlichen Kraftbedarf entsprechende Rohrleitung für einen bestimmten Teil der Wassermenge in Benutzung genommen, die Wehranlage und der sonstige Bau jedoch so hergestellt wird, dafs späterhin eigentliche Bauarbeiten nicht mehr nötig sind, die Legung eines zweiten Rohrstranges jedoch, sowie die Aufstellung einer zweiten Turbine jederzeit ohne wesentliche Mehrkosten möglich ist.

Vorteilhaft sind solche Anlagen vom finanziellen Standpunkte aus niemals, da erstens zwei getrennte Rohrleitungen teuerer sind als eine einzige gröfsere und der Druckhöhen-

verlust mit der Abnahme der Durchmesser zunimmt, so dafs die Querschnittsfläche beider Leitungen zusammen gröfser ausfällt als jene für eine einzige Leitung, vorausgesetzt, dafs sich die Geschwindigkeit des Wassers gleich bleiben und kein erhöhter Druckverlust eintreten soll. Vom Betriebsstandpunkte aus bieten jedoch zwei getrennte Leitungen eine erhöhte Sicherheit, falls Rohrbrüche etc. sich ereignen. Die Anlage der Wehre erfolgt bei Druckrohrleitungen analog den für diese aufgestellten Grundsätzen.

29. Führung von Kanälen vom Wasserfange bis zum Beginne der Druckrohrleitung.

Ist es möglich, das Wasser vom Wehre ab eine Strecke weit in geringem Gefälle am Gelände fortzuführen, so wird an Stelle von Rohrleitungen vorteilhaft ein Kanal erbaut, da dieser billiger wird und einen geringeren Gefällsverlust verursacht. Wo das nicht zulässig ist, können für die erste Strecke leichte Eisen- oder Zementrohre verwendet werden, wenn keine Steinschläge etc. zu befürchten sind. Die Druckrohrleitung beginnt in solchen Fällen bei einem Schachte (Wasserschlofs), in welchen die erste Kanal- oder Rohrstrecke eingeführt wird und der so anzuordnen ist, dafs eine Entschlammung vor sich gehen kann; ebenso ist dort ein Leerlauf anzubringen und je ein Absperrventil für die Druck- und Schlammleitung vorzusehen.

30. Druckrohrleitung vom Wasserfange an beginnend.

Mufs die Druckrohrleitung direkt beim Wehre beginnen, so ist das Wasserschlofs dort zu erbauen. Zur Verhütung des Eindringens von Fremdkörpern in die Leitung bzw. Turbine sind Rechen anzubringen und zwar meist ein gröberer zur Abhaltung von Treibholz, Eis etc. und ein feinerer im Schachte selbst.

31. Allgemeine Bemerkungen über die Wahl der Rohrdurchmesser und der Geschwindigkeit des Wassers.

Aus den für Bestimmung der Rohrlichtweiten gegebenen Beispielen ergibt sich, dafs bei der unendlich grofsen Wahl

von Geschwindigkeiten auch die Gröfse des lichten Durchmessers beliebig gewählt werden kann. Es ist jedoch praktisch nur ein geringer Bruchteil der Resultate verwendbar, da einerseits das Wasser einer bestimmten Geschwindigkeit bedarf, um, wie erwähnt, die Ablagerung von Sinkstoffen in den Röhren zu vermeiden, so dafs die Geschwindigkeit in der Regel nicht unter 0,3 m pro Sekunde herabsinken darf, anderseits zu grofse Geschwindigkeiten — abgesehen von dem entstehenden Druckhöhenverluste — eine zweckmäfsige Turbinenkonstruktion unmöglich machen. Die Maximalgeschwindigkeit soll daher erfahrungsgemäfs im äufsersten Falle 2,5 m pro Sekunde nicht überschreiten; zudem als bei allzugrofser Geschwindigkeit starke Stöfse in der Leitung aufzutreten pflegen, wenn z. B. der Regulator der Turbine infolge momentanen, geringeren Kraftverbrauches den Wasserzutritt rasch vermindert. Die Druckregulatoren, welche seit einiger Zeit an dem tiefsten Punkte der Rohrleitung eingebaut werden, mildern zwar die Stöfse in der Leitung, bei etwa eintretenden Rohrbrüchen jedoch mufs bei gewählter grofser Wassergeschwindigkeit ein selbsttätiger Rohrabschlufs vorhanden sein, der bei vermindertem Drucke den Wasserzuflufs zur Leitung schliefst. Trotz aller Schutzvorrichtungen ist jedoch bei derartiger Anordnung immer noch eine Gefahr für die Betriebssicherheit vorhanden und man wird nur bei zwingender Notwendigkeit zu sehr grofser Wassergeschwindigkeit greifen. Ist eine recht kleine solche gewählt, so ist, wie bereits erwähnt, bei unseren klimatischen Verhältnissen die Gefahr des Einfrierens vorhanden. Es mufs daher in solchen Fällen die Rohrleitung eine Deckung erhalten, welche die Frostwirkung aufhebt. Ist das nicht durchwegs möglich, so müssen die Rohre an exponierten Stellen isoliert werden, was gewöhnlich sehr teuer ist und häufig nicht den erforderlichen Schutz gewährt.

Die Einfrierungsgefahr besteht insbesondere da, wo nachts der Turbinenbetrieb eingestellt ist und z. B. in dieser Zeit in einem Sammelweiher das zufliefsende Wasser aufgespeichert werden mufs, um tagsüber eine erhöhte gewöhnlich doppelt so grofse Wassermenge zur Verfügung zu haben.

Kann das gesamte oder wenigstens ein Teil des der Turbinenanlage zugeführten Wassers nachts über durch den Leerlaufschieber abfliefsen, so ist auch bei kleiner Geschwindigkeit die Einfrierungsgefahr sehr gering. Um zu vermeiden, dafs bei strenger Kälte das Öffnen des Leerlaufschiebers vergessen wird, kann der Absperrschieber zwangsläufig so mit dem Leerlaufschieber verbunden werden, dafs der letztere sich öffnet, wenn ersterer geschlossen wird. Diese Anordnung hat noch den Vorzug, dafs hierbei Rückschläge in der Leitung ausgeschlossen sind.

32. Stollen als Kanalstrecke sowie Heberleitungen.

Sollte, was bisweilen nötig wird, die Druckrohrleitung infolge eines vorgelagerten Höhenrückens nur bis zu diesem geführt werden können und ist daher auch die Anlage eines Kanales bis zum Beginne der Druckrohrleitung unmöglich, so wird es nötig, den Bergrücken mittels eines Wasserstollens zu durchfahren und den Schacht an seinem Ende zu erbauen.

Für kleinere Rohrleitungen, welche nur einen Teil des zufliefsenden Wassers beanspruchen, genügt bisweilen die Anlage einer Heberleitung, welche über den Bergrücken gelegt wird. Grundbedingung ist dabei, dafs diese Leitung keine Luft saugen darf, und dafs infolgedessen der Wasserstand im Bache sich niemals so absenkt, dafs das Saugrohr nahezu wasserfrei wird und insbesondere der Scheitelpunkt der Heberleitung die zulässige Höhe nicht überschreitet. Die Inbetriebsetzung einer solchen Heberleitung erfolgt häufig in der Weise, dafs am Anfange des Saugrohres eine Rückschlagklappe angebracht wird, welche bis zur Füllung des Rohres ein Zurückströmen des Wassers zum Bache hindert, während die Füllung dadurch erfolgt, dafs der Schieber vor der Turbine geschlossen und am höchsten Punkte der Leitung durch ein luftdicht verschliefsbares T Stück nur so viel Wasser in die geschlossene Leitung eingebracht wird, dafs dabei die Luft durch die Öffnung des T Stückes noch abzuströmen vermag. Ist die Leitung vollständig gefüllt, so wird das T Stück verschlossen und der Schieber vor der Turbine

geöffnet, wobei die längere Wassersäule die kürzere nachzieht, indem die Rückschlagklappe sich von selbst öffnet. Am höchsten Punkte der Leitung ist eine selbsttätige Entlüftung vorzusehen. Derartige Anlagen sind jedoch sehr selten und bedingen bei etwaigen Rohrreparaturen stets den umständlichen Vorgang des Füllens, der allerdings erleichtert werden kann, wenn das Wasser mittels einer Luftpumpe angesaugt wird, deren Inbetriebsetzung jedoch eines der Länge der Leitung und der Wassermenge entsprechenden Kraftaufwandes bedarf. (Vgl. auch Heberleitung, Teil II: Wasserversorgungsanlagen S. 116—123.) Ist ein Stollen nötig, so ist dessen Profil und Gefälle wie bei einem Kanal zu berechnen, jedoch darauf Bedacht zu nehmen, dafs derselbe in vielen Fällen mittels eines Steges begehbar sein mufs, die vom Wasser benetzten Flächen werden behufs Minderung an Gefällsverlust vorteilhaft verputzt.

33. Sicherung der Rohrleitungen gegen Wanderung.

Es ist klar, dafs eine längere Rohrleitung in starkem Gefälle eine Wanderung der Rohre bedingen würde, wenn nicht Vorsorge getroffen ist, dafs die Rohre durch Verankerungen und durch Einbau von Betonklötzen in Ruhe verbleiben.

Insbesondere sind an jenen Stellen, wo Krümmer in starkem Gefälle in die Leitung eingebaut sind, diese gegen Verschiebung zu sichern, was wiederum die Herstellung von Betonklötzen bedingt. Der Hauptrohrschub findet beim Übergange von einem starken Gefälle in die Horizontale — also meist vor der Zentrale — statt und sind hier die kräftigsten Sicherungen anzubringen. Schmiedeiserne Rohre erhalten zu diesem Zwecke starke Wanderwinkel angenietet, welche in die Mauer selbst einzubetten sind, und ist die Stärke der letzteren so zu bemessen, dafs sie dem Schube den erforderlichen Widerstand bietet.

34. Rohrmaterial und Dichtung der Rohre.

Während schmiedeiserne Rohre durchwegs mit Muffen zum Verschrauben oder mit Flanschen, zwischen welchen

das Dichtungsmaterial eingebracht wird, versehen sind, besitzen gufseiserne Rohre entweder Flanschen analog jenen der schmiedeisernen Rohre, oder Muffen, welche gewöhnlich mit Blei abgedichtet werden.

Die Flanschenverbindung ist stets eine vollständig unbewegliche und liegt bei ihr die Gefahr eines Abspringens der Flanschen oder eines Rohrbruches näher als bei Muffenverbindung mittels Verbleiung, die auch sanfte Biegungen ohne Krümmer zuläfst und so der Wasserbewegung dienlicher ist als die Flanschenverbindung, welche bei jeder Abweichung aus der horizontalen oder vertikalen Richtung eines Krümmers bedarf. Dagegen erfordert bei sehr hohem Drucke die Abdichtung der Muffen mit Blei eine ganz besondere Sorgfalt, da sonst die Dichtungen herausgerissen oder doch beschädigt werden.

In solchen Fällen werden bisweilen Muffen mit eingegossenen Rillen oder konische Muffen verwendet, während das Rohrende oder der Rohrzopf Rippen oder eine Wulst erhält. Beim Ausgiefsen füllen sich die Zwischenräume zwischen Rille und Rippe mit Blei und kann dieses nicht leicht herausgeschleudert werden, während eine vollständige Dichtung durch festes und regelrechtes Verstemmen des eingegossenen Bleies erzielt wird. Die Hanfstricke, welche ein Durchlaufen des Bleies in das Rohrinnere verhindern müssen, liegen dabei hinter den Rillen und ist auf das sog. Verstricken besondere Sorgfalt zu verwenden. Bei konischen Muffen verhindert die vergröfserte Bleistärke nahe am Rohransatze ein Heraustreiben des Bleies und ist letztere Dichtungsart die gebräuchlichere. Gufseisen besitzt bekanntlich eine sehr geringe Ausdehnungsfähigkeit und bedarf daher eine mit Blei abgedichtete Muffenrohrleitung keiner Kompensationsvorrichtung, da minimale Verschiebungen in den Bleidichtungen ungefährlich sind. Dichtungen mit gufseisernen Flanschenrohren können durch Einbringen von zylindrischen Gummi- oder Bleiringen an Stelle flacher Dichtungsringe gegen Bruch bei grofsen Temperaturschwankungen gesichert werden. Nachdem jedoch Rohre über 40 cm l. W. aus Gufseisen nicht geliefert werden und auch sehr schwer aus-

fallen, so dafs die Verlegung derselben Schwierigkeiten bietet, verwendet man für solche Rohrlichtweiten, welche vorgenanntes Mafs überschreiten, vorteilhaft schmiedeiserne Rohre, deren Wandung mit zunehmendem Drucke für einzelne Druckzonen meist von Atmosphäre zu Atmosphäre zu verstärken ist. Als Material wählt man Stahl oder bestes Flufseisen, oder Siemens-Martins Flufsstahl, entweder genietet oder geschweifst, bezw. spiralgeschweifst. (Mannesmannrohre.)

Nachdem jedoch diese Rohre bei grofsen Temperaturschwankungen sich merklich ausdehnen oder zusammenziehen, wird, falls nicht eine Reihe von Krümmern die Längsverschiebungen unschädlich macht, der Einbau von Kompensationsstücken erforderlich. Durch Überdeckung der Rohre können sehr grofse Temperaturschwankungen gemildert werden, insbesondere, wenn in der Leitung Quellwasser fliefst, dessen Temperatur im Winter meist nicht unter $+ 4^0$ C herabsinkt.

35. Kompensationsstücke.

Für Einbringung von Kompensationsstücken, welche aus Kupferblech, zumeist in Form von Krümmern hergestellt werden und sehr teuer sind, kann keine bestimmte Norm angegeben werden. Sie richtet sich nach den klimatischen Verhältnissen und wie angedeutet, nach der Gesamtanordnung der Leitung, da auch schmiedeiserne Krümmer eine gewisse Streckung oder Zusammenpressung ertragen.

36. Erläuterung zu Tabelle II 1 u. 2 Rohrkanäle mit eiförmigem und kreisrundem Profile.

Für Zuleitungskanäle zum Wasserschlosse werden, wie erwähnt, bisweilen Zementrohre in kreisrunder oder Eiform angewendet, letztere vorteilhaft dann, wenn der Durchmesser der zylindrischen Rohre gröfser als 0,5 m werden müfste.

In der Tabelle II 1 u. 2 ist das reguläre allgemein übliche Profil für eiförmige Kanäle skizziert.

In diesem wird die Quadratfläche $F = 0{,}51\, h^2$, der benetzte Umfang $U = 2{,}64\, h$ und der hydraulische Radius

R oder $\frac{F}{U} = 0{,}1932\, h$. Im allgemeinen kann letztere Zahl auf 0,193 abgerundet werden.

$$\frac{U}{F} = \frac{1}{0{,}1932} : h.$$

Man berechnet das Profil für vollständige Füllung.

Für dieses Profil wird der erforderliche Querschnitt oder

a) die lichte Höhe $h = 1{,}27 \sqrt[3]{Q} \; \frac{\sqrt[6]{h + 0{,}7}}{1000\, i}$

b) die Geschwindigkeit $v = 0{,}96\, h \frac{\sqrt{1000\, i}}{h + 0{,}7}$

In der Formel a bedeutet h die lichte Höhe des Eiprofiles; i das gewählte Gefäll pro Meter, das vorteilhaft einer Minimalgeschwindigkeit von 0,6—0,75 m pro Sekunde entspricht.

Man wird also zuerst die Formel b auflösen, in welcher h wiederum die lichte Höhe bezeichnet ($h = 3\, r$), wobei h durch Versuchsrechnung aus $F = 0{,}51\, h^2$ bestimmt wird, indem die Formel a ebenfalls nur durch Annäherungsrechnung zu lösen ist. Da ohne dies eine aufgerundete lichte Höhe gewählt wird, ist der Wert bald ermittelt. Zur Erleichterung der Rohrbestimmung ist im nachstehenden eine Tabelle II 1 u. 2 aufgestellt, welche bei verschiedenen gebräuchlichen Höhen h den Querschnitt verzeichnet und damit auch bei Zugrundelegung der zu wählenden Geschwindigkeit das Wasserquantum, so dafs analog der Rohrdurchmesserbestimmung mittels der Tabelle I 1 u. 2 sofort der für die vorhandene Wassermenge nötige Querschnitt und damit auch die lichte Höhe gefunden werden kann. Eine Geschwindigkeit über 1,2 m wird für die Wasserführung meist deshalb nicht gewählt, weil die Rohrdichtungen diese nicht vertragen.

Wird ein Kanal ohne solche in Anwendung gebracht, z. B. bei durchgehender Mauerung oder Betonage, so kann v entsprechend gröfser gewählt werden.

Die gleiche Geschwindigkeit, wie beim voll laufenden Querschnitte $F = 0{,}51\, h^2$ tritt bei kreisförmigen Rohren schon bei einem Wasserquerschnitte von $0{,}5\, F$ und beim eiförmigen von $0{,}53\, F$ ein. Bei einer Füllhöhe von $0{,}91\, d$ — Kreisform — bzw. $0{,}94\, h$ — Eiform — ergibt sich die gröſste Abfluſsfähigkeit und ist diese um 8 % bzw. um 6 % gröſser als bei ganzer Füllung.

Die bei einem bestimmten Gefäll eintretende Geschwindigkeit v ergibt sich aus nachstehendem:

Bezeichnet:

F den lichten Querschnitt in Quadratmetern,
U dessen Umfang in Metern,
$r = \frac{F}{U}$ den hydraulischen Radius,
l die in Betracht kommende Leitungslänge in Metern,
v die sekundliche Durchfluſsgeschwindigkeit » »
g die Beschleunigung durch die Schwere $= 9{,}81$ m in Sek.^{2}
$Q = F \cdot v$ die durchflieſsende Wassermenge in Sek.-cbm,
w die Reibungshöhe, d. h. die zu Verlust gehende Druckhöhe,
$i = w : l$ das sog. Reibungsgefäll der Rohrachse,
ϱ den Koeffizienten der Reibungshöhe, d. h. das Verhältnis der Reibungshöhe zur Geschwindigkeitshöhe 1 qm Rohrumfangsfläche, 1 qm Rohrquerschnitt und 1 lfd. m Rohrlänge, so ist:

$$w = \left(c \frac{v^2}{2g}\right) \frac{U}{F}\, l = \varrho\, \frac{l v^2}{r\, 2g} \text{ und } i = \frac{w}{l}\, \frac{\varrho\, v^2}{r\, 2g}$$

$$v = \frac{\sqrt{2g}}{\varrho}\, r \cdot i = \frac{\sqrt{2g}}{\varrho} \sqrt{r\, i} \text{ und } \frac{\sqrt{2g}}{\varrho} = c$$

gesetzt, ist $v = c \sqrt{r\, i}$

(vgl. Seite 18—20, Abschn. 11 mit Tabelle 4)

und i oder $h\,^0/_{00} = 0{,}15 \left(1 + 0{,}03\, \frac{U}{F}\right) \frac{U}{F}\, v^2.$

(Siehe Seite 17, Abs. 10, Formel 1.)

(Der Koeffizient $\frac{U}{F}$ ist für die entsprechenden Geschwindigkeiten und Profilshöhen in der Tabelle II 2 enthalten.)

Aus der zuletzt aufgeführten Formel kann auf sehr einfache Weise das in jedem Falle nötige Gefälle eines solchen Kanales berechnet werden und liegt dieselbe der Gefällsberechnung der Tabelle II 2 zugrunde.

Letztere macht daher jede weitere Gefällsberechnung unnötig.

Wenn in aufserordentlich seltenen Fällen, also insbesondere dann, wenn an Gefäll sehr gespart werden mufs, oder umgekehrt aus finanziellen Gründen ein kleines Profil gewählt werden mufs, für welches alsdann eine höhere Geschwindigkeit nötig wird, als 1,2 m pro Sekunde, mit welcher die Tabelle II 1 u. 2 abschliefst, was unter einer später erwähnten Voraussetzung denkbar ist, so bietet die erwähnte Tabelle II 2 die Möglichkeit, mittels einer einmaligen, einfachen Multiplikation das für jede beliebige andere Geschwindigkeit erforderliche Gefäll zu berechnen. Es wurde zu diesem Behufe die Formel $h\,^0/_{00} = 0{,}15 \left(1 + 0{,}03 \frac{U}{F}\right) \frac{U}{F}\, v^2$ für sämtliche Normalprofile berechnet und zwar unter Weglassung der Endmultiplikation mit v^2. Das Resultat dieser Berechnungen ist in Tabelle II 2 in Kolonne 3 vorgetragen. ($h\,^0/_{00} = v^2 \times \ldots.$) Das betr. Zahlenresultat wird demnach lediglich mit der zum Quadrat erhobenen neu gewählten Geschwindigkeit v, demnach mit v^2 multipliziert. Wie unter solchen Verhältnissen zu verfahren ist, soll im nachstehenden durch Beispiele erläutert werden.

Beispiel.

Es sollen ca. 150 l Wasser durch einen eiförmigen Kanal sekundlich abgeführt werden und zwar auf eine Länge von 750 m. Das dieser Wassermenge entsprechende Profil ist $h = 0{,}8$ m und $F = 0{,}3264$, welches bei $v = 0{,}5$ m 163,2 l Wasser fördert. Der Gefällsverbrauch ist 0,290 m pro 1000 m. Für 750 m = 0,22. Zur Verfügung seien jedoch nur 0,15 m. Es ist demnach ein gröfseres Profil zu wählen, ebenso eine Geschwindigkeit, welche einen kleineren Gefällsbedarf verursacht.

Unter $v = 0{,}3$ wird wegen Ablagerung von Sand etc. nicht herabgegangen werden können.

Die Querschnittsfläche für $h = 1$ ist in der Tabelle mit 0,51 angegeben. Mit $v = 0{,}3$ multipliziert wird die Wassermenge 153 l pro Sekunde, also eine entsprechende.

Für dieses v wird das nötige Gefälle nach der Formel $h\,{}^0/_{00}\ 0{,}15 \left(1 + 0{,}03 \frac{U}{F}\right) \frac{U}{F}\ v^2$ bzw. nach Tabelle II 2 Kol. 3 $0{,}897 \times 0{,}3^2 = 0{,}897 \times 0{,}09 =$ rund 81 mm, somit weniger als erforderlich wäre. Wählt man $v = 0{,}4$, so ist $v^2 = 0{,}16$ und $h\,{}^0/_{00} = 0{,}897 \times 0{,}16 = 0{,}1435$ und für 750 m = 108 mm.

Demnach ist in beiden Fällen die Aufgabe im günstigsten Sinne gelöst und wird es davon abhängen, ob bisweilen ein gröfserer Wasserzulauf erfolgt und durch die dem Kanal sich anschliefsende Rohrleitung auch abgeführt werden kann, oder nicht, da bei $v = 0{,}4$ bereits 204 l sekundlich zum Abflufs gelangen können. Auch ist zu beachten, ob die Leitungsführung eine ziemlich geradlinige ist, also starke Krümmungen in derselben nicht vorkommen. Ist letzteres der Fall, so mufs auf den minimalen Gefällsgewinn verzichtet werden und ist das Gefälle von 108 mm vorzusehen.

Öfter, als im eben durchgeführten Beispiele wird es nötig sein, um an Kosten zu sparen, eine gröfsere Geschwindigkeit als die in der Tabelle angenommene von $v = 1{,}2$ m pro Sekunde anzuwenden, was möglich ist, wenn der Kanal durch eine kontinuierliche Betonage oder Mauerung hergestellt wird und reichliches Gefälle zur Verfügung steht.

Soll z. B. eine Wassermenge von 2 cbm oder 2000 l durch ein normales Eiprofil von $h = 1{,}5$ m geführt werden, dessen Querschnittsfläche $F = 1{,}1475$ qm ist, so genügt ein $v = 1{,}2$ m nicht mehr und ist das entsprechende gröfsere v zu ermitteln. Die Geschwindigkeit wird alsdann $\frac{2{,}000}{1{,}1475} = 1{,}742$ oder rund 1,75 m.

Nach Tabelle II 2 ist $h\,{}^0/_{00}$ für $h = 1{,}5$ m $= 0{,}571 \times 1{,}75^2 = 0{,}571 \times 3{,}063 = 1{,}749$. Ist die Leitung nicht 1000 m lang, sondern z. B. 850, so wird der Gefällsverbrauch

1,49 m. Der Gebrauch der Tabelle führt also auch hier zu der denkbar einfachsten Berechnung.

Sollte in ungewöhnlichen seltenen Fällen ein gröſseres Profil als jenes mit $h = 1,5$ m nötig werden, so wird man durch Versuchsrechnungen unter Benutzung der in der Tabelle II 1 u. 2 angegebenen Behelfe noch weit rascher zu einem Resultate gelangen, als durch Auflösung der Formeln a u. b zur direkten Berechnung von h bzw. v.

Die Tabelle II 2 zeigt, daſs einerseits mit zunehmender Gröſse von h bzw. F der Gefällsbedarf stetig um ein Geringes sinkt und bei erhöhter Geschwindigkeit steigt.

Sind also z. B. für die Kanalführung auf 1000 m Länge ca. 60 cm Gefälle verfügbar, so darf v keinesfalls gröſser werden als 1,0 m, da bei $h = 1,5$ m der Gefällsverlust für $v = 1$ bereits 0,571 m pro Mille ist.

Sollen nun ca. 4000 l Wasser ein Profil von h_x durchflieſsen mit $v = 1$, so muſs die Quadratfläche ca. 4,0 qm groſs sein.

Nun ist $F = 0,51\ h^2$. Würde versuchsweise h mit 3,0 m angenommen, so ist $h^2 = 9$ und $9 \times 0,51 = 4,59$ qm. Das Profil ist daher etwas zu groſs. Wählt man die Höhe mit 2,8 m, so ist $h^2 = 0,784$ und $0,51 \times 0,784 = 3,998$ qm oder rund 4,00 qm.

$U = 2,64 \times h = 2,64 \times 2,8 = 7,392$

$F = 3,998$ u. $\frac{U}{F} = \frac{7,392}{3,998}$ = rund 1,85. Wird $v = 1$ gesetzt, so ist $h\,^0/_{00}\ 0,15\ (1 + 0,03 \times 1,85)\ 1,85 \times 1^2 = 0,633 \times 1 =$ 0,633 m.

Es könnte demnach die Aufgabe als gelöst betrachtet werden, wenn der erforderliche geringe Mehrbedarf an Gefälle von 33 mm zulässig erscheint, was ja fast immer der Fall sein wird. Andernfalls wäre das Resultat von 0,633 statt mit $v^2 = 1^2$ mit $v^2 = 0,95^2$ zu multiplizieren, so daſs der Gesamtverbrauch an Gefälle rund 0,57 würde. Man sieht jedoch an dem gewählten Beispiele sofort, daſs derartige ungeheuerliche Kanalprofile praktisch niemals zur Ausführung gelangen können und demnach eine Erweiterung der Tabelle über $h = 1,5$ m hinaus überflüssig wäre,

da in solchen Fällen ein offener Kanal oder ein gröfseres Gerinne aus Holz, Eisen oder Beton etc. weit billiger zu stehen käme. Läfst sich eine Steigerung der Durchflufsmenge in einem Eiprofile lediglich durch Erhöhung der Geschwindigkeit erzielen, was ja, wie erwähnt, unter der Voraussetzung eines kontinuierlichen Kanals denkbar ist, so erhöht sich lediglich der Gefällsverlust und mufs im allgemeinen ein Projekt als unrationell bezeichnet werden, welches wegen einiger Zentimeter Gefällsgewinn gewaltige Mehrkosten verursacht. So läfst sich bei $h = 1{,}5$ m durch die Wahl der Geschwindigkeit $v = 2{,}5$ m die Wassermenge Q, welche bei $v = 1{,}2$ m 1377 l beträgt, auf $2{,}5 \times 1{,}1475 =$ 2869 l steigern, wobei sich der Gefällsverlust $h\,^0/_{00}$ auf $0{,}571 \times 2{,}5^2 = 3{,}75$ m erhöht, während er bei $v = 1{,}2$ m 0,822 beträgt. Insofern es sich um kurze Entfernungen handelt, z. B. bei Durchleitung von Wasser durch einen Bahndamm von vielleicht 40 m Basis, würde das erforderliche Gefälle nur 0,15 m betragen. Dabei ist noch zu berücksichtigen, dafs die eigentliche Wasserförderung sich um $6\,^0/_0$ erhöht, da der höchste Wasserdurchflufs bei einem Eiprofile, wie erwähnt, bei $0{,}94\,h$ erfolgt.

Es würde also in dem vorstehenden Beispiele die Wassermenge Q nicht 2869 l, sondern 3041 l betragen. Für Kanalisierungen werden Eiprofile über das Mafs von $h = 1{,}5$ nur selten gewählt und kann als Maximum für solche eine lichte Höhe von 2,0 m gelten. Nähere Erörterungen hierüber gehören jedoch in das Gebiet der Kanalisationstechnik.

37. Unterwasserkanäle für kleinere Wassermengen.

Ist z. B. bei Hochdruckturbinen mit starkem Gefälle nur eine geringe Menge von Unterwasser abzuführen, so wird entweder ein rechteckiger Kanal, der insbesondere im Turbinenhause überwölbt, und aufserhalb desselben meist abgedeckt wird, oder auch eine Rohrleitung gewählt und zwar meist aus Zementrohren in Eiform oder kreisrund. Die erforderlichen Berechnungen sind die gleichen, wie sie im vorausgegangenen geschildert wurden.

38. Schlußbemerkungen zu Teil I Wasserkraftanlagen.

Berechnung zu erwartender Tagwässer für die Regengebiete.

Um gröfsere Wasserkraftanlagen durchführen zu können, ist es häufig nötig, Flufskorrektionen vorzunehmen, deren Durchführung stets in einer Weise verlangt wird, dafs die korrigierte Strecke sich in den Rahmen einer künftig durchzuführenden Regulierung des gesamten Wasserlaufes dieses Flusses einpassen läfst.

Verursacht derselbe z. B. gefährliche Überschwemmungen, so wird man über kurz oder lang in die Lage versetzt werden, diesen Übelstand auf das geringste Mafs einzuschränken und sind daher Teilkorrektionen in diesem Sinne durchzuführen, damit ein späterer nochmaliger Umbau erspart wird.

Um nun zu wissen, wie grofs die zu erwartende Hochwassermenge ist, wurden in Wien ausgedehnte Beobachtungen gemacht und verzeichnet und dabei von dem Grundsatze ausgegangen, dafs Katastrophenhochwässer, welche vielleicht ein- oder zweimal innerhalb eines Menschenalters beobachtet werden, nicht in Berechnung zu ziehen sind.

Nachdem die in Niederösterreich gegebenen Verhältnisse auch für Deutschland und zwar insbesondere für Süddeutschland — ausnahmlich der Hochgebirgsgegenden angewendet werden können, empfiehlt es sich, die dort gemachten Erfahrungen hier bekannt zu geben.

Das Stadtbauamt in Wien rechnet seit Jahren und zwar mit bewährtem Erfolge für seine Kanäle mit einer Stundenniederschlagsmenge von 20 mm. Dieses Wasserquantum wird wohl nur in äufserst seltenen Fällen überschritten. Bei kleinen Gebieten bis zu 1 km^2 fliefsen von diesem Stundenniederschlage je nach der Beschaffenheit des Bodens und der vorausgegangenen trockenen oder nassen Witterung 50—70 % ab. Für das in Deutschland bzw. Niederösterreich vorliegende ebene und hügelförmige Gelände darf bis zu 1 km^2 Niederschlagsgebiet ein Prozentsatz von 0,5 angenom-

men werden. Dieser Abflufskoeffizient nimmt wesentlich ab, wenn die Gebietsgröfse wächst. Eine von Lauterburg aufgestellte Formel, welche sich auf 10 km² Gebietsfläche erstreckt, gibt ziemlich zuverläfsige Anhaltspunkte, um die erwähnte Abnahme der Stundenniederschläge bei zunehmender Gebietsfläche zu ermitteln und lautet dieselbe für den Reduktionskoeffizienten $\varrho = \frac{32}{31 + F}$, wobei F das Niederschlagsgebiet in km² bedeutet.

Die sekundliche Hochwasserabflufsmenge Q berechnet sich demnach:

$$Q = \frac{0{,}02 \times 1\,000\,000}{3600} F \cdot 0{,}5\,\varrho$$

oder

$$Q = \frac{88{,}89 \times F}{31 + F}$$

Tabelle 5.

Bei	einer	Gebietsgröfse	bis	zu	1 km²	mit	3 cbm
»	»	»	»	»	2 »	»	6 »
»	»	»	»	»	3 »	»	8 »
»	»	»	»	»	4 »	»	10 »
»	»	»	»	»	5 »	»	12 »
»	»	»	»	»	6 »	»	14 »
»	»	»	»	»	7 »	»	16 »
»	»	»	»	»	8 »	»	18 »
»	»	»	»	»	9 »	»	20 »
»	»	»	»	»	10 »	»	21 »

Liegen keine zuverläfsigen Beobachtungen über die Wasserabflufsmenge in Gebieten von mehr als 10 km² vor, so dienen zur Ermittelung der Normal- und Hochwassermengen von Flüssen und Bächen mit regulären Abflufsverhältnissen die Formeln von Iszkowski:

$$Q_0 = 0{,}2\, y \cdot Q_m,$$
$$Q_1 = 0{,}4\, y \cdot Q_m,$$
$$Q_2 = 0{,}7\, y \cdot Q_m,$$
$$Q_3 = C_h \cdot m \cdot h \cdot F.$$

Hierin bezeichnet $Q_m = 0{,}0317\ C \cdot m \cdot h \cdot F$ das theoretische Mittel aller während eines Normaljahres zutreffenden Wassermengen,
Q_0 die absolut geringste Wassermenge,
Q_1 die gewöhnliche Niederwassermenge,
Q_2 das mittlere Normalwasser während der gröfsten Zeit des Jahres,
Q_3 das höchste bekannte Hochwasser,
} pro Sekunde in cbm

F ist die Fläche des Regengebietes für den Flufs in km²,
h die mittlere jährliche Regenhöhe in Metern,
C_h ist der mittlere Jahresabflufskoeffizient.

Der Koeffizient y ist variabel und zwar:

1. Nach der Bodenbeschaffenheit und Vegetationsart:
   a) für mittlere Bodengattungen und normale Vegetation ist $y = 1$ und steigt bis 1,5, wenn die Wasserläufe durch Seen oder Teiche reguliert sind;
   b) für durchlassende Bodenarten je nach dem Grade der Durchlässigkeit und im entgegengesetzten Sinne mit der Stärke der Vegetation, d. i. bei mehr durchlassenden Bodenarten mit schwächerer Vegetation und bei weniger durchlassenden Bodenarten mit stärkerer Vegetation ergeben sich die bezüglichen $y = 0{,}4$ bis 0,8, im Mittel 0,6;
   c) für undurchlassende Bodenarten, und zwar im Flachlande, ist $y = 1$ bis 1,5, im Hügellande mit der Abnahme der Vegetation sich verringernd auf 0,8 bis 0,5, im Gebirge analog dem obigen 0,6 bis 0,3. Bei kleineren Bächen in kahlem undurchlässigem Gebirge sinkt y auf Q herab.
2. Nach der Gröfse des Niederschlagsgebietes.
   Bei Gebieten bis zu 200 km² ist das unter 1 bestimmte y bei guter Vegetation im Quellengebiete um ca. 25 % zu vergröfsern. Für Gebiete von 200—20000 km² ist y unverändert zu belassen
3. Nach der Regenverteilung.
   Je gleichmäfsiger die Regenverteilung ist, desto gröfser wird y, so zwar, dafs dasselbe in jenen

Gegenden, welche vom Meeresklima beeinflufst werden, um 50 % steigt.

Bezeichnet C_m den normalen mittleren Jahresabflufskoeffizienten zugleich als Charakteristikum der relativen Bodenerhebung und ist C_h der Abflufskoeffizient für Hochwasser, so sind aus der folgenden Tabelle die Werte der betr. Koeffizienten zu entnehmen.

Tabelle 6.

Lfd. Nr.	Terrainkategorien in topographischer Bezeichnung	C_m	C_h für den variablen Terrainzustand nach unten verzeichneten Kategorien			
			Kategorie I	Kategorie II	Kategorie III	Kategorie IV
1	Moräste und Tiefland . .	0,2	0,017	0,030	—	—
2	Niederung und flache Hochebene	0,25	0,025	0,040	—	—
3	Teils Niederungen, teils Hügelland	0,30	0,030	0,055	—	—
4	Nicht steiles Hügelland . .	0.35	0,035	0,070	0,125	—
5	Teils Mittelgebirge, teils Hügelland oder steiles Hügelland allein, z. B. Ardennen, Eifel, Westerwald	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6	Odenwald und Ausläufer größerer Gebirge im Mittel	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7	Bodenerhebungen, wie Harzgebirge, Thüringer Wald, Röhn, Frankenwald, Fichtelgebirge, Erzgebirge, Lausitzergebirge, Wienerwald etc. im Mittel	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8	Bodenerhebungen, wie Schwarzwald, Vogesen, Riesengebirge, Sudeten .	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9	Hochgebirge, je nach Steilheit	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
		0,65	0,070	0,185	0,460	0,700
		0,70	0,080	0,210	0,600	0,800

Unter Kategorie I ist zu verstehen:

Stark durchlassender Boden oder gemischte mittlere Bodenarten mit üppiger Vegetation und Ackerland;

Kategorie II betrifft mittlere am häufigsten vorkommende Verhältnisse;

Kategorie III undurchlassende Bodengattungen mit normaler Vegetation in steilerem Hügelland und Gebirge;

Kategorie IV sehr undurchlassender mit keiner Vegetation bedeckter Felsen oder gefrorener bzw. mit Schnee bedeckter Boden.

Tabelle 7.

Der Koeffizient m.

F	m	F	m	F	m	F	m
10	9,5	200	6,87	500	5,90	1200	4,52
50	7,95	250	6,70	600	5,60	1400	4,32
100	7,40	300	6,55	800	5,12	1600	4,15
150	7,10	400	6,22	1000	4,70	1800	3,96

Die aus der Formel für die Bestimmung der Hochwasserabflufsmenge berechneten Werte ergeben bei kleinen Niederschlagsgebieten meist zu kleine Wassermengen für Wolkenbrüche und andauernden ungewöhnlichen Landregen.

Es ist daher nachstehendes zu beachten:

a) Bezüglich der mittleren Jahresregenmenge: bei kleinen Gebieten, und zwar in der Ebene, bis $F = 100$ km² und im Hügel und Gebirgslande bis $F =$ ca. 300 km² ist h entweder auf Grund der Hochwasseraufzeichnungen, falls es gröfser oder mindestens gleich 1 m ist, in die Höchstwassermengeformel einzuführen.

b) Bezüglich des Abflufskoeffizienten C:

α) bei kleinen, von Grundwasser durchnäfsten Gebieten ist mit Ausnahme ganz aufserordentlich durchlassender Bodenarten bis zu 100 km² Gebietsgröfse an Stelle der Kategorie I die Kategorie II zu wählen;

β) bei kleinen Gebieten und gröfseren Bodenerhebungen ist bis zu einer Gebietsgröfse von 150 km²

die Kategorie II durch Kategorie III und von da an bis zu 1000 km² Gebietsgröfse durch eine Kombination der Kategorien II und III zu ersetzen;

γ) bei kleinen, bedeutendes Gefälle aufweisenden Gebieten bis zu 50 km² wird an Stelle der Kategorie III die Kategorie IV und von da ab bis zu 300 km² eine Kombination zwischen den Kategorien III und IV gesetzt.

Nachstehende tabellarische Übersicht gibt ein klares Bild über die Hochwassermengen, welche bei der Normalprofilbestimmung für Flufskorrektionen dem Stadtbauamte in Wien als Norm dienten.

Tabelle 8.

Laufende Nummer	Flufs	Flufsstelle, für welche die berechnete Abflufsmenge gilt	Gröfse des Niederschlagsgebietes in qkm	Sekundliche Hochwasserabflufsmenge in cbm		Spezifische sekundliche Hochwasserabflufsmenge
				bei aufserordentlichen Hochwässern	für Gebiete unter 300 km² bei exzessiven Wolkenbrüchen	
1	Ybbsflufs . .	bei Amstetten	1085	1127	—	1,04
2	Kampflufs . .	» Hadersdorf	1720	595	—	0,35
3	Lainsitzflufs .	an der Landesgrenze bei Schwarzbach	840	311	—	0,37
4	Schmidabach .	b. Hippersdorf	390	135	—	0,35
5	Göllersbach .	» Stockerau	446	86	—	0,19
6	Pulkaubach .	» Wulzeshofen	500	115	—	0,23
7	Zayabach . .	» Drösing	590	114	—	0,19
8	Donaugraben .	» Langenzersdorf	70	45	—	0,64
9	Strögener Taffa	» Frauenhofen	576	57	—	0,99
10	Perschlingbach	» Atzenbrugg	266	165	415	0,62
11	Gr.-Tullenbach	» Tulln	250	170	—	0,68
12	Kl.- »	» »	92	80	—	0,87
13	Zöbernbach . .	» Kirchschlag	98	—	196	2,00

II. Teil.

Wasserversorgungsanlagen.

(Die Wasserversorgung gröfserer Städte scheidet, entsprechend dem Zwecke dieses Buches, aus dem Bereiche meiner Erörterungen aus.)

Um die Bewohner von Ortschaften mit Trink- und Nutzwasser zu versehen, bedient man sich entweder der Hochquellenleitungen oder der Wasserhebung auf künstlichem Wege.

39. Hochquellenleitungen und Allgemeines über die Wasserbeschaffung.

Wo die gegebenen natürlichen Verhältnisse es gestatten, das Wasser, welches für die zu versorgenden Orte nötig ist, ohne künstliche Hebung beizuleiten, kommen sog. Hochquellenleitungen in erster Linie in Betracht. Bei diesen wird das Wasser regelrecht gefafst, in einem Schachte gesammelt und von diesem aus direkt mittels einer Druckrohrleitung dem betreffenden Orte zugeführt, oder es wird zuerst in ein Hochreservoir eingeleitet, von welchem es in die Druckrohrleitungen abströmt. Eine derartige Anlage bedingt jedoch unter allen Umständen, dafs die Quellen, welche für die Wasserversorgung in Betracht kommen, eine hinreichende Schüttung haben und so hoch gelegen sind, dafs das Wasser an seinem Bestimmungsorte noch unter jenem Drucke zum Auslauf gelangt, der erforderlich ist, um in Brandfällen das Feuer noch wirksam bekämpfen zu können, ferner damit auch in den höher gelegenen Strafsen noch genügend Wasser in den obersten Stockwerken zur Verfügung steht. Wo

solche Verhältnisse gegeben sind, und die Entfernung der Quellen von der betr. Ortschaft nicht zu grofs wird, ist eine Hochquellenleitung zweifellos die günstigste Wasserversorgungsart, da das zutage tretende Quellwasser meist rein, frisch und kohlensäurehaltig, daher zum Genusse vorzüglich geeignet ist und keine Betriebskosten für mechanische Wasserförderung erwachsen. Allein nur wenige Städte sind von der Natur so begünstigt, dafs eine derartige Leitung ins Auge gefafst werden kann, häufig auch dann nicht, wenn die Leitungslänge eine sehr bedeutende wird.

Wenn sehr grofse Städte es zu unternehmen vermögen, das nötige Wasser mit dem erforderlichen Hochdrucke auf gewaltige Entfernungen in Rohren beizuleiten, so hat ein solches Vorgehen seine Berechtigung in dem Umstande, dafs alsdann auch ein Massenabsatz dieses notwendigsten aller Bedarfsartikel stattfindet und bei gröfstem Umsatz schon ein geringer Wasserzins die an sich sehr kostspielige Anlage rentabel macht. Für kleinere Städte wird eine sehr lange Leitung zu teuer, da das Wasser in dem ärmsten Haushalte so nötig und oft noch nötiger ist, als in den best situierten Kreisen und ein hoher Preis desselben vom nationalökonomischen als hygienischen Standpunkt aus zu verwerfen ist. Es mufs als ein verfehltes Prinzip bezeichnet werden, wenn einzelne Gemeinden aus einer Wasserversorgungsanlage eine tunlichst grofse Rente zu gewinnen suchen, da der scheinbar errungene Vorteil durch erhöhte Armenlasten und Mehraufwand für die Verpflegung unbemittelter Kranken etc. reichlich absorbiert wird.

Es ist daher bei jeder Wasserversorgungsanlage deren Ausführungsweise genau zu prüfen und sind die dabei entstehenden Kosten reiflichst in Erwägung zu ziehen.

Zu bedenken ist ferner bei Hochquellenleitungen, dafs bei zunehmender Bevölkerungszahl das betr. Quellwasser oft in kurzer Zeit unzureichend wird und neuer Zuflufs meist nicht mehr gewonnen werden kann. Aus dem Gesagten geht daher, wie erwähnt, hervor, dafs nicht nur ein sehr erhebliches Gefäll, sondern auch eine reichliche Wassermenge zur Verfügung stehen mufs, soll mit Vorteil eine derartige

Leitung erbaut werden. Ebenso darf vom finanziellen Standpunkte aus die Leitungslänge nicht zu grofs ausfallen, wenn die betr. Ortschaften nicht mit dem Absatze sehr bedeutender Wassermengen rechnen können.

Solche Bedenken kommen in Wegfall, wenn kleinere Orte höher gelegene Quellen einleiten und als öffentliche Brunnen zum Auslauf für allgemeine Benutzung bringen. In derartigen Fällen genügt eine geringere Wassermenge und ein kleines Gefäll, falls die Ortschaft nicht auf einem stark ansteigenden Gelände erbaut ist. Diese Wasserversorgungsanlagen haben jedoch nur ganz untergeordnete Bedeutung, da sie weder die erforderliche Bequemlichkeit noch genügenden Schutz gegen Feuersgefahr bieten. Da aber fast an jedem Orte in zivilisierten Staaten organisierte Feuerwehren existieren und deshalb stets eine Feuerspritze zur Hand ist, hilft man sich in Gemeinden mit solch primitiver Wasserversorgung gegen Feuersgefahr dadurch, dafs das Abwasser der laufenden Brunnen in ein oder mehrere grofse wasserdichte unter dem Terrain erbaute Becken eingeleitet und aufgespeichert wird und erst das überlaufende Wasser zum Abflufs gelangt. Diese Becken dienen dazu, die Feuerspritzen mit dem nötigen Wasser zu versehen, indem die Saugschläuche dort eingehängt werden. Dafs aber auch bei so einfachen Wasserversorgungen fachmännisch verfahren werden mufs, wird bei der Beschreibung einzelner charakteristischer Anlagen ersichtlich werden.

Es wurde bereits erwähnt, dafs die Entscheidung darüber, ob Hochquellenleitung oder künstliche Wasserhebung zu wählen sei, meist auf finanziellen Erwägungen beruht und daher genaue Kalkulationen vorauszugehen haben, vorausgesetzt, dafs für beide Fälle das nötige Wasser vorhanden ist. Eine Ausnahme machen, wie erwähnt, nur sehr grofse Städte oder Badeorte, welch letztere vielfach auf den Bezug von Quellwasser angewiesen sind, da der gröfste Teil des Publikums noch heute auf dem völlig unbegründeten Standpunkte steht, dafs Grundwasser, welches in geringer Tiefe erschlossen wird, etwas anders sei, als Quellwasser, das keine Gelegenheit fand, zutage zu treten. Häufig tritt der Fall

ein, dafs in der Nähe von Städten sich starke Quellen finden, welche jedoch zu tief liegen, um direkt als Hochquellenleitung dienen zu können. In solchen Fällen empfiehlt es es sich, diese künstlich zu heben und auf Beileitung sehr entlegener Quellen zu verzichten, insbesondere, wenn zur Hebung der ersteren eine billige Wasserkraft zur Verfügung steht. Die neuesten Fortschritte der Technik, hauptsächlich auf dem Gebiete des Maschinenwesens geben jedoch die Möglichkeit, auch eine Wasserhebung mittels Motoren- oder Dampfbetriebes oder Elektromotoren so billig zu gestalten, dafs die Verzinsung des Baukapitals einschliefslich der Betriebskosten häufig einen geringeren Betrag erfordert als die Verzinsung der Baukosten für eine sehr lange Hochquellenleitung.

40. Grundwasser.

a) Allgemeines.

Sind zutage tretende Quellen überhaupt nicht vorhanden, so kann das nötige Wasser meist durch Aufschliefsung der Grundwasserströme gewonnen werden.

Man hat gefunden, dafs sich unter der Erdoberfläche mehrere Grundwasserzonen befinden. Deren oberste liegt in jener Tiefe, in welcher unsere Pumpbrunnen gewöhnlich abgeteuft werden, also meist 2—7 m unter der Erdoberfläche. Dieses Grundwasser ist lediglich Quellwasser, welches in kiesigen, sandigen oder sonst durchlässigen Schichten sich bewegt und keine Gelegenheit findet, in allgemein sichtbarer Weise zutage zu treten. Der zweite Grundwasserstrom findet sich in dem zerklüfteten Gesteine, welches sich bei den Bodensenkungen und -Erhebungen in der tertiären Periode vorfindet und meist die Unterlage des Diluviums bildet. Die Tieflage dieses Stromes ist eine wesentlich verschiedene und schwankt zwischen 30—50 m. Der unterste Grundwasserstrom wird erst in sehr grofsen Tiefen erschlossen und fällt für Wasserversorgungen meist aufser Betracht, da in solcher Tiefe das Wasser häufig zu warm und vielfach zu reich an mineralischen Bestandteilen ist, um es als Trinkwasser und zu den meisten gewerblichen Zwecken verwenden zu können. Auch erfordert dessen künstliche Hebung grofse Kosten.

b) Artesische Brunnen.

Dafs in der ersten und zweiten Grundwasserschicht sehr oft sog. artesische Brunnen erschlossen werden, ist bekannt. Ihre Entstehung erklärt sich dadurch, dafs das Wasser dieser Ströme nicht in konstanter Neigung fliefst, sondern stellenweise in dem gelockerten Gesteine etc. auch wieder emporzusteigen gezwungen ist, so dafs die Wasserbewegung den Gesetzen für Heberleitung folgt. Wird der Brunnen an einer tiefen Stelle der letzteren erbohrt, so steigt Wasser aufwärts und zwar nicht selten unter Erhebung über das Gelände hinaus. Sind diese Brunnen sehr tief, so sind dieselben nicht ganz zuverlässig, da sie oftmals infolge von Erdbeben, welche an der Oberfläche der Erde nicht mehr fühlbar sind, Abflufs in die Tiefe finden und ausbleiben oder stark verunreinigt werden. Für die Praxis kommen artesische Brunnen häufig in Betracht. Da jedoch die Wassermenge derselben bei zunehmendem Auftrieb abnimmt, eignen sie sich fast niemals zur Benützung als Hochquellenleitung, jedoch bieten dieselben die Annehmlichkeit, dafs das Wasser von oberirdisch aufgestellten Pumpen direkt angesaugt werden kann.

c) Ausnutzung der Grundwasserströme.

Liefert der oberste Grundwasserstrom genügendes und reines Wasser, so ist dessen Ausnutzung für Wasserversorgungszwecke bei künstlicher Hebung desselben ebenso günstig und gestaltet sich, wie bereits erwähnt, eine Wasserversorgungsanlage oftmals in finanzieller Hinsicht noch vorteilhafter als eine Hochquellenleitung. Die zweite Grundwasserströmung erfordert, falls artesischer Auftrieb bis zur normalen Saughöhe nicht eintritt, erhebliche Kosten, da für die Wasserhebung grofse ausgemauerte Schächte abzuteufen sind, in welchen die Wasserhebungsmaschinen auf Saugtiefe eingebaut werden müssen.

41. Flufswasser für Wasserversorgungsanlagen.

Vielfach wird in neuerer Zeit als letztes Hilfsmittel das Wasser der Bäche, Flüsse und Ströme auch Seen etc. zu

Wasserversorgungsanlagen nutzbar gemacht. Dasselbe bedarf selbstredend der Filtration, im Sommer einer künstlichen Kühlung und ebensolcher Zuführung von Kohlensäure. Da derartiges Wasser meist in der Nähe gröfserer Städte vorhanden ist und zwar in reichlichster Menge, sind solche Anlagen im Bau verhältnismäfsig billig und vertragen daher sehr wohl die Kosten für die nachträgliche Wasserverbesserung. Immerhin ist die Streitfrage, ob gesundheitsschädliche Bakterien in filtriertem Wasser erhalten bleiben, nicht definitiv gelöst und wird dasselbe beim Auftreten von Epidemien der Sicherheit halber meist auf den Siedepunkt erhitzt, dann künstlich gekühlt und mit Kohlensäure versehen. Der Mangel an Kalkgehalt läfst es trotz allem als minderwertig erscheinen, so dafs meist nur in zwingenden Notfällen zu solchen Anlagen gegriffen wird.

42. Versorgung von Städten mit gesonderten Trink- und Nutzwasserleitungen.

Ist gutes Trinkwasser gleichzeitig vorhanden, jedoch in ungenügender Menge, so wird es in solchen Fällen neben der Nutzwasserleitung als Trinkwasser gesondert zugeführt und den Bewohnern zugänglich gemacht und zwar meist in Gestalt laufender Brunnen mit geringfügiger Auslaufmenge oder unter Wassermesserkontrolle und Erhebung eines erhöhten Wasserzinses. Bei dem erwähnten Ausbruch einer Epidemie wird jedoch auch dieser Ausweg nur geringe Sicherheit gegen Verbreitung derselben bieten, da Unvorsichtigkeit, Leichtsinn und Böswilligkeit meist eine verhängnisvolle Rolle spielen. Dafs auch bei Verwendung von Flufswasser für die Wasserversorgung künstliche Hebung nötig ist, bedarf keiner weiteren Erörterung. Während bei Hochquellenleitungen nur zutage tretendes Quellwasser, oder solches, welches nur in geringer Tiefe unter der Erdoberfläche fliefst, in Betracht kommt, findet bei künstlicher Wasserhebung eine Benutzung von tiefliegenden Quellen, von Grundwasser der ersten und zweiten Schichte, sowie von See-, Bach- oder Flufswasser statt.

43. Bestimmung der erforderlichen Wassermengen.

Ehe die Art einer Wasserversorgungsanlage festgelegt werden kann, ist es nötig zu wissen, wie grofs der tägliche Wasserbedarf der betr. Ortschaft ist. Die bisher aufgestellten statistischen Nachweise geben hinreichende Anhaltspunkte über den unter gewissen Verhältnissen erforderlichen Wasserbedarf. Kleinere Orte, z. B. Dörfer ohne nennenswerte Industrie und ohne bedeutende Viehzucht, erfordern pro Kopf der Bevölkerung einen Wasserbedarf von 40—80 l. Ein Stück Grofsvieh bedarf ca. 70 l Wasser, Kleinvieh, als Schweine, Schafe, Kälber etc. 20 l. Der Mehrbedarf an Wasser in Orten mit lebhafter Viehzucht erhöht sich demnach von 40 l pro Kopf auf jene Zahl, welche durch den vorhandenen Viehstand bedingt ist. Im allgemeinen genügt für solche Orte eine Annahme von 80 l auf den Kopf der Bevölkerung. Kleinere Städte mit Ökonomiebetrieb und geringer Industrie verbrauchen 60—120 l pro Kopf. Städte bis zu 10000 Einwohnern mit gut entwickelter Industrie und Gewerbe sind mit 150 l pro Kopf zu berechnen, grofse Städte mit 200—250 l. Bei letzteren ist für kommunale Zwecke noch ein Zuschlag von ca. 30% zum Tagesbedarf zu machen.

In allen Fällen ist dem Wachstume gröfserer Städte Rechnung zu tragen und die Anlage dementsprechend zu projektieren. Vgl. nähere Angaben Seite 174—177.

44. Projektierung von Hochquellenleitungen.

Soll z. B. eine Stadt mit 4000 Einwohnern und gutentwickelter Industrie mit Wasser versorgt werden und sind in der Nähe, sowie in einer entsprechender Höhe über dem höchsten Hause der Stadt, Quellen vorhanden, welche reichliches Wasser liefern, so ist vor allem der tägliche Wasserbedarf festzusetzen. Die Stadt hat seit Jahrzehnten an Bevölkerung zugenommen, und ist ein weiteres Anwachsen daher zu gewärtigen. Pro Kopf der Bevölkerung kann eine Wassermenge von 150 l angenommen werden. Es treffen somit pro Tag 600000 l oder 600 cbm.

Nun ist die Schüttung der Quellen zu messen, ebenso die Höhenlage derselben über dem Hauptplatze und dem höchsten Punkte der Stadt genau zu bestimmen. Die Quellenmessung erfolgt zweckmäfsig mittels Einschaltung von Wassermessern innerhalb einer bestimmten Zeit und zwar tunlichst im Monat Oktober oder November bzw. im Winter bei strenger Kälte, woselbst die Quellen die geringste Wassermenge besitzen. Ist ein Wassermesser nicht zur Verfügung, so wird das Wasser mittels eines Rohres in ein geeichtes Gefäfs eingeleitet und an der Hand des Sekundenzeigers einer Uhr beobachtet, welche Zeit erforderlich ist, um das Gefäfs von einem bekannten Inhalte bei horizontaler Aufstellung bis zu der Eichmarke oder bis zum Überlaufen zu füllen. Ist die Wassermenge der einzelnen Quellen ermittelt, so werden die gewonnenen Resultate addiert und ergibt sich alsdann die gesamte Schüttungsmenge. Beträgt dieselbe beispielsweise 420 l pro Minute oder 7 Sek.-Liter, so ist der tägliche Zulauf rund 605 cbm. Der Wasserbedarf kann also zunächst gedeckt werden. Nachdem das Gefälle zur Stadt von der am tiefsten liegenden Quelle erfolgten Messung mit dem Nivellierinstrument noch 54,3 m ergeben hat, ist auch die Höhenlage der Quellen eine entsprechende, dagegen ist einem ferneren Wachstum der Stadt keine Rechnung getragen und wird bei Feuersbrünsten der normale Wasserverbrauch erheblich überschritten werden, so dafs die Quellenschüttung unzulänglich wird. Es mufs also Abhilfe getroffen werden und bietet die Möglichkeit hierzu die Erbauung eines Hochreservoires.

45. Zweck der Hochreservoire oder Hochbehälter.

Es ist nachgewiesen, dafs nicht nur in den einzelnen Jahreszeiten, Monaten und Tagen, sondern auch in gewissen Stunden grofse Differenzen im Wasserbezuge auftreten und zwar wird der höchste Wasserverbrauch 1,3—1,6 des Tagesbedarfes, also im angenommenen Beispiele $7 \times 1{,}3 = 9{,}1$ bzw. $7 \times 1{,}6 = 11{,}2$ Sek.-Liter, während der Mindestverbrauch auf 0,6—0,9 tagsüber und auf 0,3 während der Nacht herabsinkt. Es ist klar, dafs durch Aufspeicherung des Wassers,

welches insbesondere nachtsüber unbenutzt am Quellensammler abfliefst, der erhöhte Tagesbedarf reichlich ausgeglichen werden kann, wenn dieser Überflufs in einem entsprechend grofsen Hochreservoire angesammelt wird. Als Mindestgröfse eines solchen läfst sich ein Füllraum für ein Drittel des Tagesbedarfs annehmen, in Anbetracht der Bevölkerungszunahme empfiehlt es sich aber $^2/_3$ des Tagesbedarfes als Reserve zu wählen, demnach $^2/_3 \times 600 = 400$ cbm.

Während der höchste Wasserbedarf sich auf die Zeit von morgens 6—8 Uhr, dann von 10—1 Uhr mittags und 6—8 Uhr abends, also auf 7 Stunden beschränkt und der normale Verbrauch auf 8 Stunden, ist der geringste von abends 8 Uhr bis morgens 5 Uhr, mit 9 Stunden anzunehmen. Daraus ist ersichtlich, dafs bei höchster Entnahme, d. i. dem Durchschnitt zwischen $1,6 + 1,3 = 1,45\,^0/_0$ des Tagesbedarfes benötigt werden und zwar 7 Stunden lang:

Der stündliche Verbrauch aus 400 cbm ist 25, der Zuflufs in 7 Stunden daher 175 cbm. Der Maximalverbrauch bei 1,45 des Zulaufes $= 7,25 \times 1,45 = 254$ cbm, der Verbrauch aus dem Vorrat daher $254 - 175 = 79$ cbm. In der Nacht während des Minimalverbrauches von 0,3 laufen in 9 Stunden zu: $9 \times 25 = 225$ cbm; verbraucht werden 68 cbm. Der Überschufs ist daher $225 - 68 = 157$ cbm. Es bleibt somit ein Mehrzulauf von $157 - 79 = 78$ cbm als Reserve.

Bei normalem Wasserkonsum ist weder ein Überschufs noch ein Mehrverbrauch vorhanden, da die erforderliche Wassermenge stets zufliefst, der berechnete Überschufs von 78,0 cbm ist daher nicht nur vollständig ausreichend, sondern er gestattet noch zeitweise gröfsere Wasserentnahmen, z. B. in Brandfällen, und ist, von letzterem Falle abgesehen, morgens das Reservoir stets gefüllt und zwar auch dann, wenn bereits eine erhebliche Bevölkerungsvermehrung stattgefunden hat. Es ist in vorstehender Aufstellung der Umstand, dafs auch tagsüber ein Minderkonsum von 0,6—0,9 oder durchschnittlich von 0,75 des Normalverbrauches stattfindet, nicht in Betracht gezogen worden, weil es sich empfiehlt, die Verbrauchsmenge des Wassers tunlichst hoch zu bemessen, um für die Zukunft

gesichert zu sein und weil eine Ausscheidung zwischen normalem und geringem Konsum tagsüber für einzelne Stunden nicht wohl möglich wird, indem der Wechsel meist ein sprungweiser und zufälliger ist. Aus der aufgestellten Berechnung ergibt sich jedoch weiter, dafs die grundsätzliche Festlegung der Gröfse eines Hochreservoires im gegebenen Falle mit 400 cbm anscheinend zu hoch gegriffen ist. In Wirklichkeit ist das nicht der Fall, da jedes Hochreservoir periodisch gereinigt werden mufs und daher zwei Kammern für je die gleiche Füllungsmenge zu enthalten hat. Vor der Reinigung steht immer nur je eine Kammer in Benutzung, während die zweite für abnorme Wasserentnahme, z. B. in Brandfällen, als stets gefüllt verfügbar sein soll. Es ist jedoch, von dem erwähnten Falle abgesehen, Regel, dafs beide Kammern zu gleicher Zeit in Betrieb sind. Auch ist darauf zu achten, dafs ein Überlauf von der einen zur andern vorhanden ist, welcher etwas tiefer zu liegen hat als jener, welcher nach völliger Füllung beider Kammern in Wirksamkeit tritt. Die nähere Schilderung der Hochreservoire erfolgt später bei Beschreibung der Wasserleitungseinrichtungen.

Im angenommenen Beispiele ist also die Wassermenge und das Gefälle genügend. Der Wasserverbrauch kann durch Einbau von Wassermessern in jede Wasserabnahmestelle auf das zulässige Minimum beschränkt werden. Das Gefälle ist mit 54,3 m Höhe angenommen und beträgt die Entfernung bis zum Verteilungsnetze 4,3 km. Zur Bestimmung der Rohrlichtweite und des Druckhöhenverlustes bei einer bestimmten Geschwindigkeit wurde bereits das Nötige in Teil I, Wasserkraftanlagen, Seite 53—56, erörtert. Da das Gefälle nicht allzu grofs ist, in der Stadt ein Druck von mindestens 4,5 Atmosphären in Rücksicht auf die Höhenlage des Terrains und der Gebäude nötig ist und eine künftige Vergröfserung der Wasserentnahme nur durch Verkleinerung der Druckhöhe möglich sein soll, dürfen die Rohre nicht zu klein gewählt werden bzw. die Geschwindigkeit des Wassers nicht zu grofs.

Es wurde bereits bemerkt, dafs die zeitweise Wasserentnahme sich um die nahezu doppelte Wassermenge steigert

gegenüber jener, welche dem Tagesdurchschnitte entspricht Man wird daher zweckmäfsig die Zuleitung für ca 15 Sek.-l bemessen, und zwar mit einer Geschwindigkeit $v = 0{,}5$ m. Die Rohre erhalten demnach auf Grund der Tabelle I 1 u. 2 200 m/m Lichtweite, der Druckhöhenverlust wird 0,164 pro 100 m und für 4,3 km = 7,05 m.

Die vor dem Verteilungsnetze vorhandene Druckhöhe wird demnach 54,3 — 7,05 = 47,25 m.

Von hier aus geht ein Strang durch die Hauptstrafse nach dem Marktplatze und je ein weiterer rechts und links in die Parallelstrafsen zu dieser Hauptstrafse. Der mittlere Strang erhält 150 mm Lichtweite und fördert bei $v = 0{,}5$ m 8,83 Sek.-Liter, die beiden Seitenstränge erhalten Rohre mit 125 m innerem Durchmesser und fördern einzeln 6,14 l und zusammen 12,28 Liter.

Bis zum Rathause, woselbst der Druck noch mindestens 4,5 Atmosphären betragen soll, sind vom Ende des Zuleitungsstranges noch 900 m. Der Druckhöhenverlust für diese Strecke wird bei 100 m 0,22 m bei 900 m rund 2,0 m; es verbleibt daher an der erwähnten Stelle eine wirkende Gefällshöhe von 47,25 — 2 = 45,25 oder rund 4,5 Atmosphären, wie es verlangt wurde.

Ist auf die gezeigte Weise festgelegt, dafs die Benutzung der vorhandenen Hochquellen tunlich ist, so kann erst zur Ausarbeitung des Projektes selbst geschritten werden. Der übliche Ausbau des Rohrnetzes nebst den erforderlichen Leitungsbestandteilen wird später geschildert werden.

46. Wasserfassungen.

a) Allgemeines.

Sollen vorhandene Quellen, gleichviel ob sie zu einer Hochquellenleitung dienen oder künstlich gehoben werden, für Wasserversorgungsanlagen Verwendung finden, so müssen sie zuerst regelrecht gefafst werden, Die Quellenfassung bezweckt eine dauernde Sicherung des betr. Quellenlaufes und einen verläfsigen Schutz gegen das Eindringen von Tagwasser und gegen Verunreinigungen. Es ist selbstver-

ständlich, dafs jedes Wasser, welches zu Trink- und Nutzzwecken dienen soll, vorher chemisch auf seine Reinheit untersucht werden mufs und hat ein solches Vorgehen zu erfolgen, ehe an die Verwendbarkeit desselben zu Wasser versorgungsanlagen gedacht werden kann.

Ist das Wasser frei von organischen Bestandteilen und weist dasselbe nur unbedeutende Spuren von Chloriden auf, so ist dasselbe noch zu prüfen, wieviel anorganische Bestandteile in demselben enthalten sind, und kommt für diese in erster Linie der Kalkgehalt in Frage. Allgemein besitzt Wasser mit *n* Teilen Kalk auf 100000 Teile Wasser den Härtegrad *n*. Für industrielle Zwecke empfiehlt sich ein Härtegrad bis zu 16 und für Trinkwasser bis zu 25°. Für Trink- und Nutzwasserleitungen sind jedoch mehr als 18 Härtegrade zu beanstanden, d. h. das betr. Wasser wird zwar der Gesundheit nicht nachteilig, jedoch ist es zu den meisten gewerblichen Zwecken ungeeignet, es ist, wie man zu sagen pflegt, zu hart. Hat demnach die Analyse ergeben, dafs das Wasser zu allen Zwecken verwendbar und insbesondere frei von organischen Stoffen ist, so mufs darauf Bedacht genommen werden, dafs es nach der Fassung in diesem Zustande erhalten bleibt. Entspringt eine Quelle im eigentlichen Flachlande und fliefst diese nicht so tief oder unter solchen Verhältnissen unter der Erde, dafs ein Durchsickern von Düngstoffen etc. nicht völlig ausgeschlossen ist, so ist sie wiederholt auf ihre Reinheit zu untersuchen, insbesondere nach Regenwetter und nach vorher erfolgter Düngung der Felder und Wiesen. Man setzt sich sonst der Gefahr aus, späterhin sehr unliebe Erfahrungen zu machen. Die geringste Wahrscheinlichkeit hinsichtlich der Verunreinigung bieten Quellen, welche am Fufse eines Hanges entspringen, dessen Rücken ein ausgedehntes Hochplateau als Regengebiet besitzt. Hier tritt das Tagwasser selten in direkte Verbindung mit den Quellen, welche alsdann in beträchtlicher Tiefe fliefsen und sollte das der Fall sein, so wird dasselbe infolge des Durchsickerns durch mächtige natürliche Filter gereinigt. Häufig wird auf weite Strecken oberhalb des mutmafslichen Quellenlaufes eine Waldkultur angepflanzt, bei welcher eine Düngung entfällt.

Ein solches Vorgehen ist insbesondere dann zu empfehlen, wenn die Quelle nicht direkt am Höhenrücken selbst entspringt, sondern in gröfserer Entfernung von demselben. Die Strecke von der Quelle bis zum Bergfufse wäre in entsprechender Breite zu bewalden, ev. ist zu untersuchen, ob diese Quelle nicht direkt am Hange erschlossen werden kann, was häufig, wenn auch in gröfserer Tiefe, gelingt. In vielen Fällen ist auch der Quellenlauf bezw. oberste Grundwasserstrom durch eine darüber gelagerte, wasserundurchlässige Schichte vor Verunreinigung geschützt.

Dafs an abfallenden Geländen mehrere Quellen zutage treten, ist oftmals zu beobachten. In solchen Fällen sind die einzelnen Wasseradern für sich zu fassen und bei der untersten in einen Quellensammler zu leiten.

Sehr oft treten die Quellen nicht als eigentliche solche zutage, sondern sie zeigen ihre Anwesenheit durch Versumpfung des an den Berg sich anschliefsenden Geländes an. In diesem Falle ist auf die Breite der ganzen versumpften Strecke direkt am Fufse des Berges die Wasserfassung vorzunehmen.

b) Die Art der Quellwasserfassung.

α) in Gestein.

Fliefst eine Quelle aus festem Gestein, also Felsen, so ist die Fassung eine einfache. Es werden alle lockeren Bestandteile vor dem Quellenausflusse sorgfältig entfernt, insbesondere Erde, Pflanzen, einzelne nicht kompakte Steine, dann wird eine Vertiefung von 1—3 qm Grundfläche je nach der Mächtigkeit der Quellenschüttung ausgehoben; wenn möglich ohne Felssprengungen. Die Sohle des Aushubes wird betoniert, ebenso eine Sperrmauer, welche höher ist als der Quellenursprung, so dafs die Flügel an den Felsen, woselbst die Quelle entspringt, anschliefsen. Deren Wasser wird inzwischen durch eine Rohrleitung von der Baustelle abgehalten. Auf den Sohlenbeton werden bis über den Quellenauslauf innerhalb der Sperrmauern und dem Felsen grobe, gewaschene Kieselsteine oder Felsstücke eingelegt, zwischen welchen das Wasser zu zirkulieren vermag. An-

schliefsend an diese Quellfassung wird unter Benutzung der Sperrmauer ein Schacht erbaut, dessen Sohle erheblich tiefer liegt als jene der Fassung, so dafs die Vertiefung als Sandfang dient. Der Auslauf des Wassers erfolgt durch ein Rohr, welches mittels eines Absperrventiles verschliefsbar ist, während letzteres einen verzinnten Kupferseiher zu erhalten hat. Das Rohr wird in den Schacht einbetoniert oder eingemauert und ist der Auslauf so tief zu legen, dafs das abströmende Wasser keine Luft mehr anzusaugen vermag. Der fertig gemauerte Schacht, welcher mit einer Überlaufvorrichtung in der Höhe des Quellenursprunges versehen werden mufs, wird wasserdicht mittels eiserner Vierung abgedeckt und verschlossen. Die Verbindung zwischen Fassung und Schacht stellen Einströmungsschlitze her, die im Beton oder dem Mauerwerk ausgespart werden. Sind alle diese Arbeiten beendet, so wird die provisorische Wasserableitung entfernt und das Wasser in den Fassungsschacht geleitet. Auf den erwähnten groben Kies oder die Steinstücke wird feinerer, ebenfalls ge waschener Kies oder Schotter bis über die Höhe des Quellenausflusses aufgefüllt, oberhalb der feineren Kieslage erfolgt eine Betonage von 10—20 cm Dicke mit Mörtelüberzug bezw. Glattputz und oberhalb des letzteren ein ca. 50 cm hoher Lettenschlag. Das Ganze einschliefslich des Schachtes wird alsdann bis auf dessen Oberkante mit lockerem Material überfüllt, um einer Erwärmung des Wassers vorzubeugen, und begrünt. Häufig tritt an Stelle des Fassungsschachtes ein kleines Häuschen, welches über dem Wasserbecken erbaut wird. Eine derartig ausgeführte Fassungsanlage ist absolut sicher gegen Verunreinigung des Wassers. Zur Entfernung von Sand, welcher sich bisweilen am Boden des Schachtes ansammelt, ist meist noch eine Schlammleitung in letzteren einzubauen, welche vorteilhaft direkt mit der Überlaufleitung verbunden wird. Dieser Zweck wird dadurch sehr einfach erreicht, dafs nach dem Entleerungsschieber ein nach oben gerichtetes T Stück eingebaut wird, in welches ein Rohr bis auf Überlaufhöhe eingesetzt ist. An das erwähnte T Stück schliefst sich die Entleerungs- oder Schlammteilung an. Wird der Schlammschieber geöffnet, so tritt die

Überaichleitung aufser Wirksamkeit und fliefst das Wasser und Sand etc. ab. Eine Überstauung der Quellen ist gefährlich und daher zu vermeiden. Siehe Skizze!

β) in Kiesschichten auf Lettenuntergrund.

Entspringt eine Quelle aus einem Kiesbecken, so ist die Fassung derselben nur dann eine leichte, wenn der Kies in geringer Mächtigkeit über jenem undurchlässigen Materiale lagert, welches das Wasser veranlafst, zutage zu treten und besteht dasselbe meist aus wasserundurchlässigen Letten, oder einem ähnlichen Materiale z. B. Tonmergel etc. Man hat in solchen Fällen das Wasser gegen seinen Ursprung zu verfolgen, das lockere Material zu entfernen und so tief zu graben, bis die wasserundurchlässige Schicht erreicht ist.

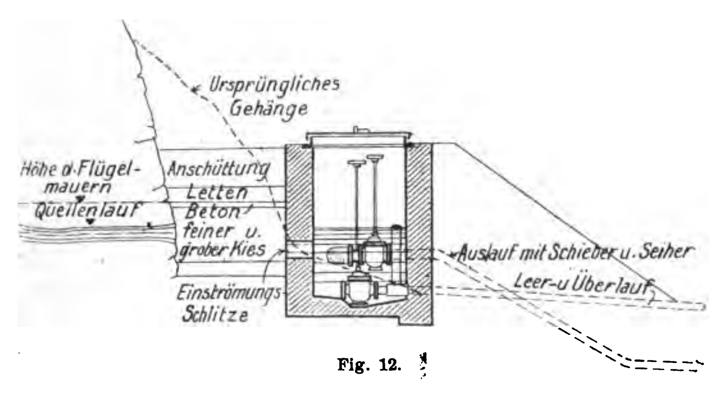


Fig. 12.

steigt letztere in der Richtung des Quellenursprunges an, So fällt die Umklammerung des Wassers mittels Sperrmauern, welche auf dem undurchlässigen Materiale fundiert sind, nicht schwer. Es sind die gegen den Quellenlauf sich zurückbiegenden Flügel nur so weit zu verlängern, bis die Oberfläche der Mauer höher als der ursprüngliche Wasserspiegel der Quelle liegt, so dafs diese keine Gelegenheit findet, seitlich zu entweichen. Ist die Kiesschicht mächtig und das Ansteigen des wasserundurchlässigen Untergrundes nur unbedeutend, so ist die Fassung meist schwierig und bei gröfster Vorsicht häufig noch riskant. Bei tiefem Aushub verfallen sehr

leicht die Quellen, suchen neuen Abflufs und gehen verloren oder sind erst in erheblicher Tiefe unterhalb wieder zu finden, so dafs neben der vergeblichen Fassungsarbeit noch bedeutende Gefällsverluste entstehen. Man wird daher durch Bohrversuche zuerst die Untergrundsverhältnisse sorgsamst feststellen und insbesondere acht darauf geben, ob sich nicht zwischen eingelagerten Lettenzungen durchlässige Sandschichten befinden, die zu Trugschlüssen hinsichtlich der Tiefe der Fundationen für die Sperrmauern führen. Ergeben sich sehr ungünstige Resultate, so ist es rätlich, genutete Spundwände bis zu jener Stelle einzurammen, woselbst die Bohrversuche die gröfste Tiefe des undurchlässigen Untergrundes erkennen liefsen, diese Spundwand im Anschlusse an die Flügel vor der Quelle fortzusetzen und zu schliefsen und so ein Auslaufen des Materiales, wie auch ein Verfallen des Wassers zu verhindern. Bei derartiger Fassung ist nach dem Einrammen der Spundwände lediglich der Humus und das unreine Material zu entfernen, die Quelle selbst zunächst in der früheren Höhe ohne jeden Stau von der Baustelle abzuleiten und dann erst mit der Ausgrabung jener Stelle zu beginnen, woselbst der Schacht einzubauen ist. Zeigen sich die Spundwände an dieser Stelle wasserdurchlässig, so sind sie mit Holz oder Moos abzudichten, ev. ist eine zweite Spundwand zu schlagen und der Zwischenraum derselben mit Letten auszustampfen. Kommt vom Boden Wasser, so sind die Spundwände noch tiefer zu schlagen. Ist der an die Spundwand anbetonierte Schacht, welcher in der Höhe des Quellenlaufes ebenfalls Einströmungsschlitze erhalten mufs, fertig gestellt und verputzt, so wird hinter diesen Schlitzen und der Spundwand der Kies sorgfältig ausgeschäufelt, an dessen Stelle sofort grober Kies in gewaschenem Zustande eingebracht und zwar auf die Höhe der betr. Schlitze, die in solchen Fällen sehr niedrig und dafür breiter zu halten sind, worauf die Spundwand hinter denselben durchbrochen, d. i. ausgestemmt oder ausgesägt wird. Über den Wasserspiegel hinausragende Spunddielen müssen auf dessen Höhe abgesägt werden. Der übrige Teil der Quellenfassung ist dann der gleiche, wie er vorher geschildert wurde. Auf die ein-

gelegte grobe Kiesschicht wird kleinerer Kies eingebracht, dann folgt die Betonage mit glattem Verputz, endlich Lettenschlag und zuletzt die Überfüllung mit lockerem Material. Derartige ungewöhnliche Fassungen sind bei entsprechender Vorsicht als vollständig genügend zu bezeichnen, da eine Veränderung des Wasserlaufes in späteren Jahren ebenso wenig zu befürchten ist, als bei dem natürlichen Auslaufe der Quellen, indem in kurzer Zeit ein stabiler Zustand eintritt, der ein Gleichbleiben des Wasserlaufes bedingt. Als Material für die Spunddielen empfiehlt sich Eichenholz, das im Wasser niemals verfault.

γ) Fassung von Quellen, deren Ursprung nicht deutlich ausgesprochen ist.

Es wurde bereits erwähnt, daſs die Anwesenheit von Quellen sich oftmals nur dadurch kundgibt, daſs das dem Gehänge sich anschlieſsende Terrain versumpft ist.

Während zutage tretende Quellen auf ihre Schüttung untersucht werden können, ist ein solches Vorgehen in dem gegebenen Falle häufig untunlich, es sei denn, daſs Entwässerungsgräben gezogen sind, die in einen Sammelkanal münden, so daſs das Wasser in letzterem gemessen werden kann. Eine derartige Messung ist jedoch nur möglich, wenn das in dem Sammelgraben gegebene Gefälle so groſs ist, daſs das Wasser in demselben aufgestaut werden kann, ohne daſs der Stau sich auf die Entwässerungsgräben erstreckt. Wäre das letztere der Fall, so würde nur ein Teil des vorhandenen Wassers abflieſsen, der Rest die Quellen zurückstauen, so daſs ein ungenügendes Resultat entstünde. Man wird also häufig darauf angewiesen sein, die Fassung vorzunehmen, ohne Rücksicht auf die Wassermenge, im schlimmsten Falle aber immerhin noch den Zweck erreichen, ein nasses Grundstück durch gründliche Entwässerung verbessert zu haben.

Die Quellfassung ist unter solchen Verhältnissen nichts andres als eine rationelle Entwässerungsanlage. Der Letten oder feste Untergrund liegt bei versumpften Wiesen immer

sehr nahe unter der Oberfläche, man wird also längs des Hanges auf die Breite der nassen Grundstücke einen regelrecht ausgeschachteten Graben ausheben, und zwar so tief, dafs die Drainagerohre sowohl, als die Überfüllung der letzteren mit Steinen an der Talseite noch im wasserundurchlässigen Boden liegen. Der Graben erhält gewöhnlich gegen die Mitte zu von beiden Seiten Gefälle, die an der Bergseite sich zeigenden Wasseradern werden, falls sie bedeutend sind, durch Einlegung von Rohren, unter Reinigung des Wasserlaufes von lockerem Material zum Hauptgraben geleitet, mit Steinen überdeckt und mit Lettenschlag ev. noch mit Beton und Lettenschlag gegen Tagwässer etc. gesichert. Kleine Wasserläufe werden durch Sickerdolen zugeleitet und ebenso überdeckt. Die einzelnen Rohre des Hauptgrabens werden nicht fest ineinander gefügt, sondern lose nacheinander verlegt, der Stofs mit groben Kieseln überdeckt, letztere wieder mit feinem Kiese, bzw. kann die Drainageleitung in ihrer ganzen Ausdehnung auf solche Weise hergestellt werden, dann folgt Lettenschlag von 40—50 cm Dicke und zuletzt die Überfüllung mit lockerem Material. Vom tiefsten Punkte der Filtergalerie wird das Wasser zum Fassungsschachte geleitet, der Rohrgraben soweit ausgehoben, dafs das erschlossene Wasser durch die Rohrleitung ungehinderten Abflufs findet, und ist Vorsorge zu treffen, dafs der Schacht trocken hergestellt werden kann. Seine Anordnung ist die gleiche, wie sie bereits geschildert wurde. Nach dessen Fertigstellung und Armierung wird das Wasser, welches während des Baues vorteilhaft mittels einer geschlossenen Rohrleitung durch den Schacht selbst geführt wird, durch Ausschaltung eines Flanschenrohrstückes im Innern des Schachtes in diesen eingeleitet. Die Messung der Wassermenge mufs vor Erbauung des Schachtes mittels der provisorischen Wasserableitung vorgenommen werden, damit im Falle eines ungünstigen Resultates nicht unnötige Mehrkosten entstehen.

47. Die Erschliefsung und Fassung der oberen Grundwasserzone.

Vorarbeiten.

Ehe an die eigentliche Wasserfassung geschritten wird, ist sowohl die Höhe des Grundwassers als auch dessen Stromrichtung zu ermitteln. Sind Pumpbrunnen in der Nähe vorhanden, was ja meist vor der Erbauung einer Wasserversorgungsanlage der Fall ist, so ist deren Wasserspiegelhöhe anzunivellieren, einzelne Brunnen sind auszupumpen und die Richtung des zuströmenden Wassers zu beobachten. Dann folgen Bohrversuche, und zwar tunlichst in einem Gelände, wo eine Verunreinigung des Wassers durch städtische schlechte Kanäle, Abortanlagen, Düngergruben etc., sowie durch den Rückstau von Flüssen und Bächen nicht zu befürchten ist. Die Brunnenanlagen müssen demnach abseits der Städte und des Alluviums gröfserer Flüsse angelegt werden. Der Brunnenabteufung haben Bohrversuche vorauszugehen, um sowohl das zu durchfahrende Material, als die Untergrundsverhältnisse und die Tiefe des Grundwasserstromes sowie dessen Richtung zu ermitteln. Die Bohrlöcher werden in Abständen von 10 bis 20 m hergestellt, während die Brunnen in bestimmten Entfernungen, die sich durch die gegebenen Verhältnisse regeln, zu erbauen sind, vorausgesetzt, dafs die gemachten Voruntersuchungen ein günstiges Resultat erwarten lassen. Es empfiehlt sich zunächst, Röhrenbrunnen einzurammen, um das Wasser durch Auspumpen auf seine Menge prüfen zu können. Ist diese genügend und zeigt der in den Brunnen vorhandene und festzustellende Wasserstand an, dafs die Wasserförderung noch mittels direkten Ansaugens erfolgen kann, so sind erst die Brunnen zu erbauen, da deren Ausführungsweise von diesem Umstande abhängig ist. Die Tatsache, ob die erschlossene Wassermenge eine konstante ist, wird dadurch festgestellt, dafs bei den Pumpversuchen, welche ununterbrochen während 4 bis 6 Wochen durchzuführen sind, bei einer bestimmten Wasserförderung und gleichbleibenden Tourenzahl der

Fördermaschine und Pumpe eine weitere Absenkung des Wasserspiegels in den Versuchsbrunnen nicht mehr stattfindet. Die Entfernung der einzelnen Brunnen voneinander kann, wie erwähnt, nicht willkürlich gewählt werden, sondern sie ergibt sich aus genauen Beobachtungen. Wird ein Rohrbrunnen auf seine Wasserlieferung untersucht, so müssen dabei auch die Probelöcher, welche, wie erwähnt, mit Rohren auszuschachten sind, beobachtet werden, da es nicht ausgeschlossen ist, dafs der gleiche Grundwasserstrom nicht nur den betr. Brunnen, sondern auch mehrere andere Bohrlöcher speist, so dafs die Anlage von Brunnen an Stelle der letzteren überflüssig wird. Erst wenn durch Versuche an den einzelnen Bohrstellen festgesetzt ist, dafs das Wasser des einen Brunnens bei der gröfsten Absenkung des andern einen unveränderten Wasserspiegel beibehält, ist die Lage des zweiten bzw. dritten Brunnens etc. festgesetzt.

48. Sammelbrunnen und deren Verbindung mit den einzelnen Brunnen.

Da, woselbst der tiefste Wasserstand in den provisorischen Brunnen ermittelt wurde, ist der Sammelbrunnen anzulegen, dessen Durchmesser gröfser zu wählen ist, als jener der übrigen Brunnen, da derselbe zur öfteren Reinigung, Bedienung des Auslaufschiebers, Seihers etc. gut zugänglich sein soll. Die Verbindung der einzelnen Brunnen mit den Sammelbrunnen erfolgt am besten durch Kanäle, welche senkrecht zur Richtung des Grundwasserstromes als Stollen oder mittels regelrechter Ausschachtung offen eingebaut und so hergestellt werden, dafs in der Richtung gegen diesen Wasserlauf zahlreiche Einströmungsschlitze, die mit groben Kieselsteinen hinterfüllt werden, vorzusehen sind. Auf solche Weise kann der gesamte Grundwasserstrom zum Einlauf in den Sammelbrunnen gezwungen werden. Derartige ziemlich kostspielige Bauten finden jedoch meist nur Anwendung für die Wasserversorgung grofser Städte.

49. Bauart der Brunnen.

Für kleinere Orte genügt häufig schon die Erbauung eines einzigen Brunnens, wenn dessen Lage in Rücksicht auf das vorhandene Regengebiet richtig gewählt ist. Dieser hat alsdann einen Durchmesser von 1—3 m zu erhalten. Im allgemeinen übt der letztere auf die Wassermenge keinen wesentlichen Einfluſs aus. So liefert z. B. ein Brunnen von 0,4 m Lichtweite bei gleicher Tiefe und durchlässiger Brunnenwandung $^2/_3$ der Wassermenge, welche ein solcher mit 4 m Durchmesser abgibt.

Die Bauart dieser Brunnen ist meist eine kreisförmige. In der Tiefe des Grundwasserstromes werden ebenfalls gegen die Stromrichtung Einströmungsschlitze, deren Öffnungen mit groben Steinen hinterlegt werden, hergestellt. Die Brunnensohle muſs tiefer liegen als jene des Grundwasserstromes, und zwar in wasserundurchlässigem Material. Zeigt sich aus der Sohle hervorströmendes Wasser und ist dessen Gesamtmenge so groſs, daſs eine weitere Brunnenabteufung unnötig wird, so kann durch senkrechten Einbau eines Filterrohres dieses Wasser nutzbar gemacht werden.

50. Röhrenbrunnen.

(Siehe Skizze Seite 121, Heberleitungen.)

Es genügt in vielen Fällen an Stelle eines bis auf die wasserundurchlässige Sohle hergestellten gemauerten Brunnens diesen nur bis auf die wasserführende Kiesschichte aufzumauern bzw. zu versenken und von dort aus eine Schmiedeisenleitung einzubauen, deren Ende aus einem oder mehreren Filterrohren besteht. Diese Rohre sind aus verzinntem Kupferblech zu fertigen. Um den Zutritt von Sand zu diesen Filterrohren tunlichst zu vermeiden, ist es nötig, von der Sohle des gemauerten Brunnens ab groſse Eisenrohre provisorisch abzusenken und das Material aus denselben entweder auszubaggern oder durch Kiespumpen etc. zu entfernen. Im Zentrum dieser Rohre wird alsdann die Rohrleitung mit den Filterrohren aufgestellt, der Zwischenraum zwischen den groſsen Rohren und letzteren

mit gewaschenem Kies ausgefüllt und alsdann die letzterwähnten grofsen Rohre wieder herausgezogen.

51. Sicherung der Brunnen gegen Tagwasser und Armatur derselben.

Wo Brunnen im Überschwemmungsgebiete liegen, ist die wasserdichte Aufmauerung über Terrain und über das höchste Hochwasser erforderlich. Die Abdeckung aller Brunnen mufs übergreifend sein, so dafs Tagwasser keinen Zutritt in dieselben findet. Die Wasserabführungsleitung hat, wenn keine künstliche Hebung beim Brunnen selbst vorzusehen ist, das Wasser somit mittels des vorhandenen natürlichen Gefälles in ein entferntes Saugreservoir fliefsen mufs, sich mittels eines **T**-Stückes bis zu den Filterrohren fortzusetzen, so dafs eine entsprechende Absenkung des Wasserspiegels im Brunnen erfolgen kann, und demgemäfs auch eine gröfsere Wassermenge abzufliefsen vermag. Das betreffende Rohrstück, welches als Anschlufs für eine derartige Gravitation — ev. Heberleitung — dient, wird am besten in Brunnen eingemauert und mit demselben versenkt. Hinter diesem Flanschenstück ist im Innern des Brunnens oder aufserhalb desselben ein Absperrschieber einzubauen. Im letzteren Falle ist dieser Schieber mit Einbaugarnitur zu versehen.

52. Erschliefsung der zweiten Grundwasserzone.

Es wurde schon eingangs erwähnt, dafs der zweite Grundwasserstrom bereits in beträchtlicher Tiefe zu suchen ist und zwar in zerklüftetem Gestein. Auch hier haben Bohrversuche vorauszugehen, wenn die Erbauung eines Brunnens beabsichtigt ist, und sind angesichts der bedeutenden Kosten die nötigen Vorarbeiten sehr exakt vorzunehmen. Die Bohrungen müssen in Röhren erfolgen, welche vernietet oder verschraubt und abgedichtet in die Bohrlöcher eingelassen werden. Ist das Gestein erschlossen, so werden zweckmäfsig Stofsbohrer mit Freifall verwendet. Wird die wasserführende Schicht erreicht, so ist in dieser ein Filterrohr einzusetzen. Die Rohrdimensionen dürfen anfänglich nicht

zu klein gewählt werden, da sich die Rohre nicht selten im Bohrloche so fest klemmen, dafs sie nicht mehr herausgezogen werden können. In solchen Fällen ist in die gröfsere Rohrleitung eine kleinere einzuführen und das Profil des Bohrers dementsprechend zu verkleinern. Die Menge des zufliefsenden Wassers läfst sich nur bestimmen, wenn artesischer Auftrieb eintritt, so dafs Versuche analog jener für Brunnen der oberen Grundwasserzone durch fortgesetzte mechanische Wasserförderung gemacht werden können.

Tritt dieser Fall nicht ein, so ist nach Aufschliefsung der wasserführenden Schichte ein Schacht abzuteufen, der alsdann ausgemauert wird, wenn der Wasserzuflufs sich als genügend erweist. Das Pumpwerk mufs in der Saughöhe von höchstens 6—6,5 m eingebaut werden und ist daher der Schacht in etwas gröfseren Dimensionen auszuführen, event. ist für die Pumpwerksanlage ein sog. Seiten- oder Querschlag zu erbauen. Die Fördermaschine kann dort ebenfalls untergebracht werden. Da jedoch lange Dampfleitungen infolge der eintretenden Abkühlung des Dampfes, die selbst bei bester Isolierung nur beschränkt, niemals aber beseitigt werden kann, schlechte Effekte d. h. hohe Betriebskosten im Gefolge haben, der gleiche Fall aber auch dann eintritt, wenn die Maschine oberirdisch aufgestellt wird und lange Transmissionen in den Brunnen herabgeführt werden, ferner der Betrieb von Wärmemotoren üble Gerüche verbreitet, die sich dem Wasser mitteilen und die Luft im Schacht auch durch Erwärmung zu längerem Aufenthalt ungeeignet machen, wendet man in neuerer Zeit mit Vorteil Elektromotoren an, welche den Strom von oberirdisch aufgestellten Dynamomaschinen erhalten, wenig Raum erfordern und leicht zu bedienen sind. Für gröfsere Wasserversorgungsanlagen kommen jedoch derartige Tiefbrunnen nur im Notfall in Betracht, weshalb hier nicht weiter auf dieselben eingegangen werden will. Es sei nur noch darauf hingewiesen, dafs Schächte, in welchen Wasser in bedeutender Tiefe gehoben wird, bequem zugänglich, elektrisch beleuchtet und mit guter Ventilation versehen sein müssen.

53. Wasserbeschaffung durch Benutzung von Bach-, Flufs- und Seewasser.

Soll das Wasser von Bächen, Flüssen oder Seen zur Wasserversorgung benutzt werden, so erfolgt keine eigentliche Wasserfassung und gestaltet sich für Seen die Entnahme anders als bei laufenden Gewässern. Dieselbe wird später kurz geschildert werden.

a) Wasser aus Bächen und Flüssen mit natürlicher Filtration.

Bäche und Flüsse, welche auf kiesigem, wasserdurchlässigem Untergrund fliefsen, können sehr oft zu dem erstrebten Ziele herangezogen werden, ohne dafs es nötig wird, eine künstliche Filtration vorzunehmen.

Man kann vielfach beobachten, dafs bei Hochwasser der Flüsse in nahe- und tiefliegenden Grundstücken vollständig farbloses d. i. geklärtes Wasser aufsteigt, das nichts anderes ist als Flufswasser, welches auf seinem Wege durch das natürliche Sand- und Kiesfilter sich von selbst gereinigt hat.

Dieser Vorgang wurde schon häufig benutzt, um auf sehr einfachem und billigem Wege eine beliebig grofse Menge Wassers zu erhalten, das keiner Filtration mehr bedarf. Zur Erreichung dieses Zweckes wird parallel zum Bache oder Flusse ein entsprechend grofses Kanalstück ausgehoben, dessen Sohle tiefer liegt als die Flufssohle. Der Abstand vom Flusse beträgt 40—50 m. Zeigt sich genügendes Druckwasser, was durch Pumpversuche ermittelt werden kann, so werden an der Flufsseite, und zwar hinter der in dieser Richtung aufzuführenden Kanalmauer, mit Einströmungsschlitzen grobe gewaschene Kieselsteine als Sickerdohlen eingelegt und alsdann die am anderen Ufer des Kanals nötige zweite Mauer, jedoch ohne Sickerungen und Schlitze, erbaut. Schliefslich wird der Kanal an beiden Stirnseiten ebenfalls mit Mauern versehen, überwölbt und überfüllt.

Ventilationskamine haben über diese Überfüllung hinauszuragen und dient ein Schacht mit Einsteigöffnung dazu, die Kanalstrecke zugänglich zu machen, zu welchem Behufe

auch ein Steg in demselben eingebracht ist, welcher sich über den höchsten Wasserstand erhebt. Die Breite solcher Kanäle ist gewöhnlich 1—2 m, die Länge bemifst sich nach dem erforderlichen Wasserbedarf. Die Stirnmauer des Kanales flufsabwärts schliefst an einen Schacht an, in welchen das mit Absperrventil versehene Abflufsrohr mündet und von welchem aus die Rohrleitung abzweigt, falls an Stelle dieses Schachtes nicht sofort das Saugbassin treten kann, welches meist direkt an die Pumpstation angebaut ist.

b) Künstliche Filtration.

Sind derartig günstige Verhältnisse nicht gegeben, so mufs durch Ableitung von Wasser aus dem Flusse oder Bache dieses direkt entnommen werden. Man wählt für solche Zwecke Flufsstellen oberhalb der Städte, woselbst das Wasser weniger verunreinigt ist, und der Flufs eine lebhafte Strömung insbesondere auf jener Seite besitzt, auf welcher das Wasser abgeleitet werden soll. Vorteilhaft wird der äufsere Strang einer Kurve benutzt, welche das Wasser beschreibt. Der Einbau niedriger Grundwehre wird nur selten, und zwar bei kleineren Bächen nötig werden, wenn die Anlage in der geschilderten Weise erfolgt. Eine kürzere Kanalstrecke führt das Wasser zu einem Schachte, von welchem aus dasselbe in die Filterbecken geleitet wird. Letztere sind in solcher Zahl anzulegen, dafs die periodische Reinigung der Filterbecken ohne Betriebsstörung erfolgen kann. Stuttgart besitzt z. B. 4 offene und 3 überwölbte Sandfilter mit je 700 qm und 3 weitere überwölbte mit je 1000 qm Filterfläche. Für kleinere Anlagen genügen in der Regel 3 Filter, deren eines für den Betrieb, das zweite als Reserve, das dritte für den Fall der Reinigung vorgesehen ist.

c) Herstellungsweise der Filter.

Die Einrichtung eines Filters erfolgt so, dafs auf der Bodenschichte, welche eine Drainageleitung zwischen gröfseren gewaschenen Kieselsteinen besitzt, in niedrigen Schichten immer kleiner werdender Kies bis zur Erbsengröfse und auf letzteren eine Sandschichte von 500—1200 mm Höhe einge-

bracht wird. Die in der Sohle liegenden erwähnten Drainagerohre vereinigen sich in eine in der Mitte eingelegte Sammelleitung, welche das filtrierte Wasser abführt. Die Filtration wird erst dann eine regelmäfsige, wenn sich oben auf dem Sande die sog. Filterschmutzhaut gebildet hat, die einer zu grofsen Wassergeschwindigkeit hinderlich wird. Die Bildung derselben kann dadurch beschleunigt werden, dafs das unfiltrierte Flufswasser einige Zeit über dem Filter steht, ohne dafs der Abflufs geöffnet wird. Vorteilhaft ist es, die Filteranlagen so anzuordnen, dafs das aus einem Filter gewonnene Wasser dem zweiten, tiefer liegenden zugeführt werden kann, falls die Klärung das erste Mal keine vollständige wurde. Die Höhe des über dem Filter stehenden Wassers soll 600 mm nicht überschreiten, die Tiefe des Filters unter dem angegebenen Wasserstande 1800 mm. Die Gröfse der einzelnen Filterbecken richtet sich nach dem Wasserverbrauche, und werden im nachstehenden die erforderlichen Anhaltspunkte hierfür niedergelegt.

Als praktische Grenze für die Druckhöhe H^{max} gilt 800 mm, als wünschenswert wurden hier 600 mm angegeben. Das Verhältnis der erforderlichen Filterfläche B zu der Geschwindigkeit für die zu filtrierende Wassermenge v soll 36 000 nicht überschreiten. Demnach ist $B : v = 36\,000$, wobei die Geschwindigkeit mit 100 mm pro Stunde einer Menge von 2,4 cbm Filtrat in 24 Stunden entspricht. Besser bewährt hat sich eine Filtratmenge von 1,5 cbm pro Stunde. Die Geschwindigkeit des zu filtrierenden Wassers regelt sich durch die dem Filter entnommene Menge und ist das Absperrventil so zu regulieren, dafs pro Quadratmeter in 24 Stunden nicht mehr als die erwähnten 1,5 cbm abfliefsen. Der auf solche Weise entstehende Stau verursacht ein langsameres Durchsickern des Wassers durch das Filter. Bedarf z. B. eine Stadt einer Wassermenge von 50 Sek.-Litern, so ergibt das eine solche von 180 cbm pro Stunde und wird jede einzelne Filterfläche $180 : 1,5 = 120$ qm.

Der Boden der Filterbecken ist vorteilhaft in Gefäll gegen den Ausflufs zu legen. Soll das so gewonnene Wasser auch zu Trinkzwecken verwendet werden, oder besteht die

Gefahr, dafs dasselbe entgegen den erlassenen Vorschriften hierzu benutzt wird, so ist eine stete Kontrolle des Filtrates hinsichtlich der in demselben enthaltenen organischen Stoffen und Bakterien vorzunehmen. Wird der meist durch Verordnungen geregelte Maximalgehalt an derartigen organischen Bestandteilen überschritten, so ist eine nochmalige Klärung vorzunehmen. Infolge dessen mufs mindestens ein Filterbecken in Reserve zur Verfügung stehen. Über den Wert solcher Anlagen wurde bereits eingangs das Erforderliche erwähnt.

54. Wasser aus Seen.

Wesentlich günstiger gestaltet sich eine Wasserversorgungsanlage aus tiefen Gebirgsseen. Binnenseen, welche verschlammt, seicht und nicht vollständig rein sind, liefern noch unbrauchbareres Wasser als Bäche oder Flüsse, da der solchem Wasser anhaftende faulige Geruch sich auch bei der Filtration nicht verliert und sich dasselbe sehr stark erwärmt, so dafs Verwesungsprozesse dadurch begünstigt und beschleunigt werden. Gebirgsseen bestehen meist aus reinem Quellwasser, das nur vorübergehend und an der Oberfläche bei starken Regengüssen eine Trübung erfährt und in gröfserer Tiefe frisch und meist frei von schädlichen Bakterien ist.

Art des Wasserfanges.

Soll solch ein See zu Wasserversorgungsanlagen Verwendung finden, so ist eine Stelle zu wählen, an welcher derselbe ziemlich tief ist, rasch abfallende Ufer besitzt und nicht zu nahe am Abflusse oder an der Einmündung von Wildbächen liegt, da dort die vorhandene gröfsere Strömung den Untergrund bei starken Regengüssen angreift und trübt

Der Schacht wird nahe am Ufer und zwar im Festland erbaut, von diesem aus der erforderliche Graben bis in den See ausgehoben resp. ausgebaggert und eine Rohrleitung aus elastischen Mannesmannrohren versenkt. Das Ende derselben ist auf einem Steinwurf, welcher dortselbst eingebaut wurde, aufzulagern, über welchen der Seiher hinausragt, ohne den Untergrund des Sees zu berühren. Je rascher

das Ufer abfällt und je tiefer der Seiher liegt, um so günstiger wird die Anlage, da nachweislich die meisten Gebirgsseen vollständig schlammfreien Untergrund besitzen und die Trübung der Seen sich, wie erwähnt, nicht weit unter deren Oberfläche erstreckt, besonders wenn der Schacht nicht allzu entfernt vom Abflusse ist. Das Wasser steigt von selbst in der so geschaffenen Heberleitung empor, wenn der höchste Punkt derselben noch tiefer liegt, als der Wasserspiegel im See. Bei niedrigstem Wasserstande jedoch ist Bedingung, dafs das Ausflufsrohr im Schachte um die Gefällshöhe tiefer liegt, als der Wasserspiegel des letzteren, und dafs am höchsten Punkte der Leitung eine selbsttätige Entlüftung eingebaut wird. Über die Anordnung einer solchen Heberleitung, welche unter Umständen auch über den Wasserspiegel des Sees bis zu einer gewissen Höhe aufsteigen kann, vergleiche Heberleitungen Seite 116—123. Auf solche Weise gewonnenes Wasser bedarf der Filtration nur in seltenen Fällen, ist frischer als Flufswasser und, wie erwähnt, der Gesundheit meist ohne Filtration zuträglich. Eine Verschlammung des Seihers ist ausgeschlossen, und dient derselbe mehr als Schutz gegen Fische etc., weshalb derselbe grofs und mit sehr kleinen Öffnungen herzustellen ist. Wird das Abflufsventlil unterhalb dieses Wasserspiegels im Schachte geöffnet, so senkt sich derselbe ab und ist die Differenz zwischen dem neu entstandenen solchen und dem früheren die Druckhöhe, welche für die Wasssereinströmung mafsgebend und nötig ist. Ist letztere z. B. 17 cm und die Entfernung vom Seiher bis zum Schachteinlaufe 20 m, so fliefsen durch Rohre von 225 mm Lichtweite bei einer Geschwindigkeit von 1,25 m pro Sekunde 49,7 Sek.-Liter Wasser zu. (Vergl. Tabelle I 1 und 2.) Damit wären die gebräuchlichsten Methoden für Wasserfassung im allgemeinen erläutert und soll zunächst die künstliche Wasserhebung geschildert werden.

55. Künstliche Wasserhebung.

a) Allgemeines.

Dieselbe wird überall nötig, wo örtliche Verhältnisse die Anlage einer Hochquellenleitung verbieten. Die Wasser-

förderung erfolgt entweder durch direktes Pumpen in das Rohrnetz oder indirekt in ein Hochreservoir. Werden Quellen, welche für eine Hochdruckleitung zu tief liegen und deren Wassermenge knapp bemessen ist, zur Hebung benutzt, so ist ein Hochreservoir zu erbauen. Mangelt zu diesem Behufe ein nahes und hochgelegenes Gelände, auf welchem das Reservoir günstig angelegt werden kann, so ist ein Wasserturm zu erbauen, dessen Höhe so zu bemessen ist, dafs bei Feuersgefahr noch der erforderliche Hochdruck vorhanden ist. Die Erbauung von Wassertürmen mit grofsen Reservoiren ist jedoch sehr teuer und man wird sich auf das zulässige Minimum, d. i. $^1/_8$ des Tagesbedarfes beschränken müssen. Die zur Verfügung stehende Wassermenge darf daher in solchen Fällen keine zu kleine sein. Bisweilen tritt der Fall ein, dafs in der Nähe der tiefliegenden Quellen oder Tiefbrunnen keine Erhöhung vorhanden ist, welche zur Unterbringung eines Hochreservoires geeignet wäre. Dagegen findet sich häufig am entgegengesetzten Ende der Stadt eine zu diesem Zwecke dienliche nicht zu entfernte Erhebung des Terrains. In solchen Fällen kommt natürlich der Bau eines Wasserturmes nicht in Betracht, sondern es wird das Hochreservoir am entgegengesetzten Ende der Stadt erbaut, das Wasser direkt in das Rohrnetz gepumpt und dessen Endstrang bis zum Hochreservoir verlängert, in welches er mündet. Bei solchen Anlagen fliefst nur das zeitweise in der Stadt überflüssige Wasser in dieses Hochreservoir. Letzteres versorgt alsdann zu Zeiten hohen Wasserverbrauches dortselbst bezw. während der Nacht, wo häufig das Pumpwerk aufser Betrieb ist, mit seinem aufgespeicherten Überschusse die Stadt oder ergänzt das dort fehlende Wasser. Die für solche Anlagen nötige, sehr einfache Anordnung wird bei der Schilderung des Baues von Hochbehältern erläutert werden. Erwähnt sei jedoch hier, dafs der betr. Endstrang, welcher zum Hochreservoire geführt wird, gröfser sein mufs, als der Zuleitungsstrang vom Pumpwerke zum Rohrnetze. Sind am Ende der Stadt, also nahe an der Leitung zum Hochreservoir, parallele Strafsen, welche je einen gesonderten Rohrstrang besitzen, so werden diese

in einer Gröfse gewählt, dafs der Querschnitt beider zusammen jenem der Zuleitung zum Rohrnetze reichlich entspricht. Diese beiden Leitungen werden alsdann in die erforderliche gröfsere Steigleitung zum Hochreservoire eingeführt, welch letztere in den erwähnten Fällen, woselbst vom Überschusse des Hochreservoires gezehrt wird, als eine Druckrohrleitung wirkt.

Ist eine für alle Fälle hinreichende Wassermenge zur Verfügung, die auch in der Zukunft dem Mehrbedarf zu decken vermag, so kann unter Umständen beim Vorhandensein einer Wasserkraftanlage als Betriebskraft für die Pumpen auf ein Hochreservoir überhaupt verzichtet werden. In diesem Falle genügt die Anlage eines sehr kleinen solchen, das alsdann lediglich als Druckregler zu wirken hat und eine Garantie gegen zu hohen Druck im Rohrnetze, welcher zu Rohrbrüchen und Beschädigungen der ganzen Anlage führen kann, bietet. Man hilft sich gegen derartige Übelstände auch durch Einbau von Druckreglern, welche bei höherer als normaler Spannung im Rohrnetze sich öffnen und Wasser zum Abflufs, und zwar meist in Kanäle, bringen. Alle derartigen Vorrichtungen sind jedoch nicht vollständig verlässig, und ist, wenn möglich, ein kleines Hochreservoir, ev. sogar ein bis auf normale Druckhöhe auf die Leitung aufgesetztes Standrohr, vorzuziehen. Zu bedenken ist, dafs beim direkten Pumpen ins Rohrnetz ohne eigentliches Hochreservoir, welches den Nachtbedarf reichlichst deckt, die Pumpen und Turbinen die ganze Nacht im Betrieb sind und der Wartung bedürfen, so dafs Nachtablösungen eintreten müssen, bzw. ein zweiter Brunnenmeister erforderlich wäre. Die so erwachsenden Kosten werden häufig höher als der Zins eines Baukapitales für ein Hochreservoir, was durch einfache Gegenüberstellung der beiderseitigen Auslagen ermittelt werden kann.

So kostet z. B. ein Hochreservoir einfachster Art mit 2 Kammern durchschnittlich 30 M. pro cbm Wasserinhalt, demnach ein solches mit 400 cbm 12000 M. Die Verzinsung des Baukapitales einschl. Amortisierung und Unterhaltung ist mit 6 % zu rechnen, beträgt daher 720 M. pro Jahr. Um

diesen Preis wird ein zweiter Brunnenmeister nur selten erhältlich sein.

Ist keine Wasserkraft vorhanden und muſs mittels Dampfmaschinen, Motoren oder Elektromotoren das Wasser gehoben werden, so ist ein groſses Hochreservoir auch dann am Platze, wenn Wasser in reichlichster Menge zur Verfügung steht, da alsdann zu den vermehrten Personalkosten für den Nachtdienst noch die Betriebskosten der betr. Maschinen und solche für gröſsere Abnutzungen derselben treten. Auch muſs berücksichtigt werden, daſs bei ununterbrochenem Betrieb immer eine Pumpe und Antriebsmaschine in Bereitschaft zu halten sind, da sonst bei Defekten an denselben die Wasserförderung zum Stillstand gelangen oder zeitweise eingeschränkt werden müſste, was absolut unzulässig ist. Es vermehrt sich in diesem Falle daher auch noch das Anlagekapital so wesentlich, daſs in den meisten Fällen der Bau eines Hochreservoires rationeller wird. Erwähnt sei hier noch, daſs auch bei Wasserkraftanlagen eine anderweitige Betriebskraft als Reserve vorzusehen ist. Wo ein Versagen der Wasserkraft ausgeschlossen ist, soll mindesten eine zweite Turbine etc. als Reserve aufgestellt werden. Aus dem Gesagten geht hervor, daſs die Projektierung einer Wasserversorgungsanlage nach allen Richtungen hin wohl erwogen sein will und ein vollständig einwandfreies Projekt nur dann erwartet werden kann, wenn dessen Aufsteller mit den reichsten Kenntnissen und Erfahrungen ausgerüstet und ein sehr tüchtiger Kalkulator ist.

b) Wasserhebevorrichtung bzw. Pumpstationen.

Es kann hier nicht der Platz sein, die neuesten Pumpkonstruktionen, welche für die Wasserversorgungsanlagen in Betracht kommen, zu schildern, und sei deshalb nur erwähnt, daſs im allgemeinen langsam laufende Pumpen mit einer Tourenzahl von 15—30 in der Minute vorzuziehen sind, da deren Abnutzung eine geringere und deren Gang ein ruhiger ist. Die Einführung von Elektromotoren zum Antrieb der Pumpen bedingt jedoch rasch laufende von denen sich einzelne Systeme recht gut bewährt haben.

Die grofse Tourenzahl der Elektromotoren würde nämlich infolge ungewöhnlich grofser Übersetzungen durch Vorgelege einen bedeutenden Kraftverlust bedingen, der nur durch erhöhte Arbeitsleistung der betr. Maschinen ausgeglichen werden kann, so dafs man häufig gezwungen ist, zu schnell laufenden Pumpen zu greifen. Nachdem in neuerer Zeit vielfach die Errichtung von Elektrizitätswerken Hand in Hand mit Wasserversorgungsanlagen mit künstlicher Wasserhebung erfolgt, wurden auch diese Pumpen erwähnt.

Im allgemeinen behilft man sich meist mit den ersterwähnten und zwar mit doppeltwirkenden Saug- und Druckpumpen, von welchen meist 2 in einen Druckwindkessel arbeiten, jedoch mittels Schieberstellung auch getrennt, also wechselweise, benutzt zu werden vermögen. Es ist daher z. B. beim Einbringen von Dichtungen oder bei Reparaturen der Pumpen nötig, dafs eine der beiden bereits das erforderliche Quantum Wasser, wenn auch unter einer vorübergehend höheren Tourenzahl, zu fördern imstande ist. Allerdings darf dabei die zulässige höchste solche nicht überschritten werden.

Die Bestimmung des Kolbendurchmessers ist ziemlich einfach und soll durch ein Beispiel erläutert werden.

c) Bestimmung der Kolbendurchmesser für die Pumpen.

Zwei doppeltwirkende Plungerpumpen arbeiten in einen Druckwindkessel gemeinschaftlich und liefern sekundlich 12 Sek-Liter in die Stadt. Die höchste zulässige Tourenzahl der Pumpe ist auf 20 festgesetzt. Wie grofs ist der Durchmesser jeder der beiden Plungerkolben anzunehmen, wenn je eine der kombinierten Pumpen bei 20 Touren mindestens 9 Sek.-Liter fördern soll, indem der durchschnittliche Wasserverbrauch nicht höher zu taxieren ist, die Hubhöhe 0,75 m beträgt und ein Hochreservoir wie auch ein Saugbehälter zum Abgleiche vorübergehend gröfserer Wasserentnahme vorhanden ist?

Hier ist zuerst die Leistung einer der beiden Pumpen bei dem gesuchten Kolbendurchmesser und der Geschwindigkeit von 20 Touren pro Minute und der Hubhöhe von

750 mm festzustellen. Eine doppeltwirkende Saug- und Druckpumpe fördert pro Tour, das ist bei zwei Kolbenspielen, die doppelte Wassermenge, welche dem Kolbendurchmesser und der Hubhöhe entspricht. Sind daher 20 Touren zulässig, so ist die angenommene Wassermenge von 9 Sek.-Litern innerhalb dieser zwanzig Touren dem Windkessel zuzuführen. Da pro Kolbenspiel die entsprechende und gleiche Wassermenge gefördert wird, erfolgen in der Minute 40 Wasserförderungen, oder in der Sekunde 40 : 60 = 0,666 . . . . rund 0,7 solche. Die Wassergeschwindigkeit v wird demnach pro Sekunde 0,7 m. Die Hubhöhe beträgt nicht 1,0 m sondern 0,75. Es ist daher ein Kolbendurchmesser zu wählen, dessen Wasserförderung bei $v = 0,7$ mit 0,75 multipliziert 9 Sek.-Liter ergibt. Zu dessen Ermittlung kann vorteilhaft die Tabelle I benutzt werden, welche bei $v = 0,7$ und der Wassermenge $Q = 9,0 : 0,75 = 12,00$ (rund) einen lichten Durchmesser von 150 mm entnehmen läfst, wobei genau 12,37 Liter Wasser gefördert werden. Das anscheinend etwas zu hohe Resultat ist in Wirklichkeit noch etwas zu niedrig, da die Geschwindigkeit von 0,666 . . . . auf 0,7 aufgerundet wurde, wie nachstehend gezeigt wird.

Die Querschnittsfläche, welche einen lichtem Durchmesser von 150 mm entspricht, findet sich in der Tabelle unter $v = 1$ m und = 0,17672 qm. Diese mit 0,666 . . . . multipliziert, ergibt bei 1,0 m Hubhöhe 0,1177 cbm oder bei 0,75 m $0,1177 \times 0,75 = 8,8$ Sek.-Liter statt der erforderlichen Menge von 9 Sek.-Liter. Praktisch genügt beim Vorhandensein eines Hochreservoires und in Rücksicht auf die bedeutenden Schwankungen im Bezuge des Wassers dieses Resultat vollständig und ist daher der ermittelte Kolbendurchmesser mit 150 mm beizubehalten. Im weiterem Verlaufe dieses Beispieles wird das genauere Resultat von 8,8 Sek.-Litern beibehalten.

Es ist nun zu ermitteln, welche Wassermenge beide Pumpen zusammen bei gleicher Hubhöhe und gleichem Kolbendurchmesser in 15 Touren pro Minute dem Druckwindkessel zuführen. Eine der Pumpen liefert 8,8 Sek.-Liter bei 20 Touren, demnach verhält sich $20 : 8,8 = 15 : x = 6,6$ Sek.-Liter und beide zusammen 13,2 Sek.-Liter. Das so er-

haltene Resultat wird demnach gröfser als die angenommene Zahl von 12 Sek.-Litern. Die Tourenzahl von 15 pro Minute wird daher zu hoch und sind 14 Touren vorzusehen, wobei 6,16 oder angenähert 12 Liter Wasser von beiden Pumpen sekundlich gefördert werden, genau 12,32. Es ist klar, dafs die Tourenzahl von 14 bis auf 20 erhöht werden kann, wenn beide Pumpen zusammen zu einer vorübergehend stärkeren Leistung angestrengt werden sollen und das erforderliche Wasser vorhanden ist.

Es kann demnach die Arbeit derselben bei 20 Touren auf $2 \times 8,8 = 17,6$ Sek.-Liter gesteigert werden. Damit ist die Grenze der Leistungsfähigkeit der beiden Pumpen zusammengezogen und ist ein Darüberhinaus derartigen Pumpen schädlich. Es ergibt sich aus letzterem Resultate auch die Gröfse jener Kraft, welche für die Wasserhebung in maximo in Verwendung zu kommen hat. Ist zum Beispiel der Höhenunterschied zwischen der gröfsten Saugtiefe und dem Auslaufe im Hochreservoir 52 m und beträgt der Druckhöhenverlust in der Leitung 7 m, so ist die für die Arbeitsleistung der Hebemaschine in Betracht zu ziehende Förderungshöhe 59 m. Nimmt man den Kraftverlust in Maschine und Pumpe mit 25 % daher deren Nutzeffekt mit 75 % an, so wird die maximale Arbeitsleistung $\frac{59 \times 17,6}{0,75} \times 0,75 = 10,38$ Pferdestärken, welche praktisch auf 12 PS erhöht wird, da häufig der in der Fördermaschine auftretende Kraftverlust die angenommene Höhe übersteigt und Krümmungen in der Rohrleitung, sowie der Durchgang des Wassers durch Schieber etc. einen höheren Kraftaufwand erfordern.

Bei dem grofsen Spielraume, welcher bei Wasserversorgungsanlagen hinsichtlich der Menge des zu fördernden Wassers gegeben ist, erscheint es nötig, darauf hinzuweisen, dafs bei Bestimmung des Kolbendurchmessers nicht ängstlich zu verfahren ist, und dafs insbesondere die Verluste an Wasser, welche in der Pumpe selbst durch Undichtheiten in den Ventilen und Dichtungen eintreten, in den meisten Fällen aufser Betracht bleiben können, wenn das vielfach erwähnte Prinzip befolgt wird, alle Dimensionierungen in

Rücksicht auf den stets steigenden Wasserbedarf nicht zu knapp zu bemessen.

Es wird daher die im vorstehenden Beispiele durchgeführte Kolbenberechnung nicht zu beanstanden sein. Nachdem jedoch bei Projektsvorlagen häufig die Wahrung des streng-wissenschaftlichen Standpunktes verlangt wird, soll im nachstehenden die Berechnung der Kolbenpumpen auf dieser Basis vorgeführt werden.

Ist v die Kolbengeschwindigkeit, D der Kolbendurchmesser, h der Hub — sämtliche Mafse in Metern ausgedrückt, F die Querschnittsfläche des Kolbens in Quadratmetern, n die Anzahl der Hube pro Minute und Q die Wassermenge in Kubikmetern pro Sekunde, und ist μ der Verlust durch Kolben- und Ventilundichtheiten, so gilt für doppeltwirkende Pumpen die Formel:

$$\mu Q = \frac{D^2 \pi}{4} v,$$

hieraus ist

$$D = \sqrt{\frac{4 \mu Q}{\pi v}},$$

und

$$\mu Q = \frac{n}{30} F h.$$

Für einfachwirkende Pumpen:

$$2 \mu Q = \frac{D^2 \pi}{4} v,$$

hieraus

$$D = \sqrt{\frac{8 \mu Q}{\pi v}},$$

und

$$\mu Q = \frac{n}{60} F h.$$

In diese Formeln ist als Wert von μ einzusetzen:

für gut ausgeführte neue Pumpen	1,05	= 5 %,
für alte solche	1,10	= 10 %
für schlechte ausgelaufene . . .	1,15—1,20	= 15—20 %.

Die Kolbengeschwindigkeit soll sich zwischen 0,25 bis 0,8 m pro Sekunde je nach der Gröfse der Pumpe bewegen.

Ventilkolben erhalten eine entsprechend geringere Geschwindigkeit. Die vorerwähnte Grenze von 0,8 m soll nicht überschritten werden.

Die Zeit t, welche für eine Tour, d. i. für die Vor- und Rückwärtsbewegung eines Kolbens erforderlich ist, berechnet sich aus der Formel:

$$t = \frac{2\,n\,h}{60\,v}.$$

Zu erwähnen ist noch, dafs der Druckwindkessel jene Gröfse erhalten soll, welche es gestattet, dafs die in demselben enthaltene komprimierte Luft mindestens dem 3 bis 6fachen Volumen entspricht, welches in der Pumpe für die Wasserförderung vorhanden ist.

Da auch für den Wasserstand, welcher sich durch Mitreifsen von Luft durch das Wasser stets im Windkessel vermehrt, ein beträchtlicher Raum erforderlich ist, wenn eine stete Luftzuführung zu demselben vermieden, bzw. die Bedienung der Pumpen vereinfacht werden will, wird häufig die Gröfse des Druckwindkessels so gewählt, dafs er den doppelten Rauminhalt dessen zu fassen vermag, was die angeschlossenen Pumpen in einer Minute fördern. Die Saugwindkessel erhalten bei kurzen Leitungen das 5—10fache Volumen der Pumpe, bei langen das 10—15fache.

Über die Armierung des Druckwindkessels, der je nach dem vorhandenen Drucke entsprechend stark aus Eisenblech zu fertigen und mit Wasserstandsglas, Manometer, Probierventilen, Sicherheitsventil und Luftfüllpumpe zu versehen ist, soll hier nichts näheres erwähnt werden, ebenso sei nur kurz angedeutet, dafs die Saugwindkessel Wasserstandsglas, Vakuummeter, Luftzulafsventil und Vorrichtung zum Absaugen der Luft erhalten müssen.

Wie auf Seite 82—85 erwähnt wurde, steigt der durchschnittliche tägliche Wasserbedarf bis auf 1,6 des normalen solchen, der hier mit 12 Sek-Litern angenommen wurde. Die Pumpe wäre daher nicht imstande $12{,}0 + 0{,}6 \cdot 12 = 19{,}2$ Sek.-Liter zu fördern, da 17,6 als Maximum bezeichnet wurde. Nachdem jedoch das Vorhandensein eines Hochreservoirs vorausgesetzt ist, wird die Leistung der Pumpe

eine mehr als ausreichende, zudem als der Wasserverbrauch über die Normalwassermenge zwischen 1,3 und 1,6 sich bewegt, im Durchschnitte daher nur 1,45 ist. Legt man diesen Prozentsatz der Berechnung zugrunde, so ist der mittlere höchste Wasserverbrauch $12{,}0 + 0{,}45 \cdot 12 = 17{,}4$, entspricht also fast genau der Pumpenleistung, so dafs auch ein kleines Reservoir, welches nur als Druckregler zu betrachten ist, genügen würde.

d) Einrichtung der Pumpstation.

Jede Pumpstation hat in geeigneten Lokalen die Betriebsmaschinen, Transmissionen, Pumpen, meistens auch Wohnung für den Brunnen- oder Maschinenmeister sowie die zu einem geregelten Betriebe erforderlichen Hilfsapparate zu besitzen. Ist ein Hochreservoir vorhanden, so ist dasselbe telephonisch mit dem Maschinenhause zu verbinden und ist zu diesem Zwecke an beiden Orten je ein Telephonapparat aufzustellen, mindestens jedoch für das Hochreservoir ein tragbarer bereitzuhalten. Ein elektrischer Wasserstandsfernmeldeapparat mufs die jeweiligen Wasserstände dortselbst von 5 zu 5 cm oder mindestens von 10 zu 10 verzeichnen, so dafs der Maschinist in der Pumpstation dieselben in leicht ersichtlicher Weise vor Augen hat. Bei höchstem Wasserstande, also beim Beginn des Überlaufes und dem zulässig niedrigsten — gewöhnlich bei $^1/_3$ der normalen Füllung — hat aufserdem ein Alarmsignal in Wirksamkeit zu treten, das häufig auch noch in die Polizeiwachstube etc. eingerichtet wird, um eine Kontrolle über den Maschinisten zu erhalten. Mit dem Wasserstandsanzeiger wird vorteilhaft noch ein Registrierapparat über den Wasserverbrauch verbunden, welcher letzteren selbsttätig durch Aufzeichnung von Verbrauchs- und Zeitkurven darstellt.

56. Der Bau und die Armierung der Hochreservoire.

Nachdem deren Zweck und die erforderliche Gröfse durch vielfache Hinweise bereits geschildert wurde, erübrigt nur noch die Bauart dieser wichtigen Bestandteile einer geordneten Wasserversorgungsanlage und deren Armierung zu schildern.

Die Lage derselben ergibt sich durch die Terrainverhältnisse, und sei hier nur kurz wiederholt, dafs bei Hochquellenleitungen das Reservoir sehr nahe an den Quellensammler zu rücken ist. Letzterer besteht aus einem Schachte, in welchen die Leitungen von den einzelnen Quellenfassungen münden, daher meist vor der am tiefsten liegenden herzustellen ist und häufig durch eine Zwischenmauer vom Quellfassungsschachte getrennt ist, mit letzterem daher vereinigt wird. Der Sammelschacht hat Über- und Leerlaufleitung in der für Quellenfassungen geschilderten Weise zu erhalten. Es empfiehlt sich sicherheitshalber, die Leitung vom Sammelschachte zum Hochreservoire so herzustellen, dafs das Wasser mittels einer sog. Umgangsleitung durch Schieberstellung mit Umgehung des Hochreservoires direkt der betr. Ortschaft zugeführt werden kann. Die Höhenlage des Hochbehälters mufs bei Hochquellenleitungen so bemessen werden, dafs das Wasser vom Quellsammler noch mittels des erforderlichen Gefälls kurz oberhalb des Wasserspiegels in dieses Becken einfliefst. Man setzt vorteilhaft das Hochreservoir so in das Gelände, dafs der dem Quellsammler zunächst liegende Teil desselben bis auf Gewölbehöhe ganz im Terrain liegt. Der über letzteres emporragende Teil desselben wird ca. 1 m hoch, mit lockerem Material überfüllt und alsdann die obere Anschüttungsfläche sowohl als die Böschungen begrünt, uud letztere mit Bäumen und Sträuchern bepflanzt. Der Wassereinflufs erfolgt bei Hochquellenleitungen an der dem Quellsammler zunächst gelegenen Stirnseite, der Abflufs an der entgegengesetzten. Zur Unterbringung der Absperrventile, der Schwimmervorrichtung für den elektrischen Kontakt zur Registrierung des jeweiligen Wasserstandes, des Telephones, bezw. der Anschlufsvorrichtung für ein tragbares solches, ist ein Schacht zu erbauen, in welchen die Abflufsrohre aus den beiden Kammern münden. Derselbe wird an der dem Einlaufe gegenüberliegenden Stirnseite erbaut und erhält seinen Zugang entweder durch eine über die Anschüttung hinausragende Schachterhöhung mit Mannloch und Einsteigleiter, oder mittels einer Türe in der Sohlenhöhe des Schachtes. Letztere Anordnung bedingt die Herstellung von Flügeln,

an welche sich das angeschüttete Material an Stelle der Böschung anlehnt. Das Reservoir selbst mufs in beiden Fällen vom Schachte aus zugänglich gemacht sein und wird sehr oft die Scheidemauer für beide Kammern eingefriedigt und als Steg benutzt. Jede Kammer mufs eine Skala zum Ablesen des Wasserstandes besitzen und für Reinigungszwecke mittels einer Eisenleiter oder Steigeisen zugänglich sein. Der bei Schilderung des Zweckes der Hochreservoire bereits erwähnte Überlauf von einer Kammer zur andern wird durch eine Vertiefung der betr. Zwischenwand, welche direkt am Schachte beginnt, mit einer Eisenplatte überdeckt und so gangbar gemacht wird, hergestellt. Bisweilen wird auch ein entsprechend weites Rohrstück in diese Mauer eingebettet.

Dafs auch für das Hochreservoir Überlauf und Grundablafs, und zwar in der gleichen Anordnung, wie sie bei den Quellenfassungen geschildert wurde, nötig wird, ist selbstredend, und ist für einen geregelten Wasserabflufs Sorge zu tragen.

Das Material, aus welchem ein Hochreservoir zu erbauen ist, besteht entweder aus Beton oder Quadern, welch letztere wasserundurchlässig und wetterbeständig sein müssen. Im ersteren Falle ist Sohle sowohl als Seitenwände auf Überlaufhöhe sorgfältigst wasserdicht zu verputzen, in letzterem sind die Fugen ebenso mit Portlandzement zu dichten. Die Sohle besteht fast immer aus Beton. Die Gewölbe werden meist als Halbkreis- oder Segmentbogen ausgeführt, häufig aus Beton zwischen T-Trägern. Die Oberfläche ist mit glattem Portlandzement verputzt zu versehen, um dem Einwachsen von Pflanzenwurzeln und Eindringen von Tagwasser etc. vorzubeugen.

Jede Kammer hat mindestens zwei Dunstkamine zu erhalten, welche über die Anschüttung hinausragen und so abgedeckt sind, dafs dieselben nicht zu böswilliger Verunreinigung des Wassers mifsbraucht werden können. Zu diesem Zwecke wird unterhalb des Hutes, welcher das Rohr um 10—20 cm nach abwärts überragt, ein feines Messinggitter eingebracht. Die Abflufsrohre erhalten Kupferseiher und ist unter diesen die Reservoirsohle vertieft. Wo das Grundablafsrohr von den Kammern abzweigt, ist eine gröfsere Ver-

tiefung (Sumpf) herzustellen, gegen welche jede Kammer allseitiges Sohlengefälle besitzt, damit der Schlamm gründlich entfernt werden kann. Die Überlauf-Grundablafs- und Abflufsrohre vereinigen sich in dem Schachte zu einer einzigen Leitung und ist durch den Einbau der erforderlichen Absperrventile dafür Sorge zu tragen, dafs im Bedarfsfalle jede der genannten Leitungen für sich in Funktion treten kann.

57. Anordnung der Hochreservoire bei künstlicher Wasserhebung mit Zuleitung direkt von der Pumpstation aus.

Befindet sich das erschlossene Wasser am Fufse eines Höhenrückens, so wird meist auf diesem das Hochreservoir erbaut und ist alsdann eine eigene Steigleitung zu demselben erforderlich, welche häufig mit dem Zuleitungsstrange zur Stadt in den gleichen und alsdann verbreiterten Graben verlegt wird. In solchen Fällen wird das Wasser zuerst in der entgegengesetzten Richtung in bezug auf die Lage der Stadt geführt, was natürlich den Bau wesentlich verteuert. Derartige Anlagen unterscheiden sich hinsichtlich des eigentlichen Hochreservoires nicht von jenen, welche für eine Hochquellenleitung zu erbauen sind und im vorgehenden geschildert wurden. Der Zuleitungsstrang verteilt sich wie bei diesen im Schachte in die erforderlichen Abzweige für die betr. Kammern. Die Zuleitungsrohre werden im Schachte bis über die Wasserspiegelhöhe emporgeführt und mittels je eines Bogenrohres, welches in die Scheidewand zwischen Schacht und Reservoir eingemauert wird, in die Kammern eingeleitet. Die Wasserabflufsrohre beginnen in solchen Fällen am entgegengesetzten Ende der Kammern, um eine Wasserzirkulation herzustellen.

Im übrigen ist die gesammte Armierung und bauliche Anlage wie erwähnt gleich der vorbeschriebenen.

58. Hochreservoire bei künstlicher Wasserhebung mit Zuleitung vermittelst des Stadtrohrnetzes und eines Endstranges.

Es wurde früher darauf hingewiesen, dafs in jenen Fällen, woselbst nahe an den Pumpstationen keine geeignete Terrain-

erhebung vorhanden ist, während sich am entgegengesetzten Ende der Stadt eine solche vorfindet, das Wasser direkt in das Rohrnetz gepumpt wird, und dafs zu diesem Zwecke nur eine Verlängerung der Leitung bis zum Hochbehälter vorgesehen wird. Diese Anordnung ist wesentlich günstiger als die vorerwähnte, da die Stadt erstens frischeres und kohlensäurereicheres Wasser tagsüber erhält und die Zuleitung zugleich Druckleitung wird, wenn das Wasser, welches die Pumpen fördern zeitweise nicht ausreicht, oder die Wasserförderung z. B. nachts gänzlich eingestellt ist. Es entfällt daher eine der vorerwähnten beiden Leitungen vollständig, so dafs die Anlage auch noch billiger wird. Ist daher die betr. Ortschaft von beiden Seiten durch entsprechend hohe Hügel oder Berge begrenzt, so wird die Herstellung einer getrennten Steigleitung unter Umständen auch dann entfallen hönnen, wenn der Höhenrücken, auf welchem alsdann das Hochreservoir zu erbauen ist, nicht allzu entlegen ist. Die Entscheidung über die erforderliche Art der Anlage ist alsdann meist vom finanziellen Standpunkte aus zu fällen.

Liegt eine Stadt in ihrer Längsrichtung an einem Höhenzuge, so kann selbstredend die Leitung zum Hochbehälter auch von der Mitte der Stadt aus und zwar senkrecht zur Längsrichtung des Hauptrohrstranges erfolgen. In diesem Falle wird der dort vorhandene Rohrstrang meist noch einen Durchmesser besitzen, der ohne Verbindung mit anderen Seitensträngen die erforderliche gröfste Wassermenge aufnimmt und ist alsdann der Strang zum Hochreservoir mit dem gleichen Durchmesser fortzusetzen; andernfalls ist bei der Fortsetzung der Rohrlichtweiten diesem Umstande Rechnung zu tragen, oder es sind mehrere Stränge in eine entsprechend grofse Leitung zu vereinigen. Die Bauweise des Hochreservoires und die Armierung desselben ist analog der zuletzt geschilderten herzustellen, nur müssen in diesem Falle die Abflufsleitungen von den Kammern mit je einer Rückschlagklappe versehen werden, welche sich selbsttätig in der Richtung der letzteren öffnet und geschlossen bleibt, solange Wasser in die Kammern einfliefst. Hört der Druck desselben auf die Rückschlagklappen auf, d. h. wird der

Wasserbedarf in der Stadt ein so grofser, dafs kein Wasser mehr bis zum Auslauf im Hochreservoir emporsteigt, so öffnet der Druck des über den Ausflufsrohren aufgespeicherten solchen diese Rückschlagklappen von selbst und strömt demnach das Wasser in die Stadt zurück. Dieser Fall tritt ein, sobald der Druck des Wassers über den Ausflufsrohren gröfser wird als jener, unter welchem das emporgepumpte Wasser steht, so dafs die Druckhöhenschwankung fast vollständig ausgeglichen und in der Stadt unmerklich wird.

Diese aufserordentliche einfache und nie versagende Vorrichtung wird daher sehr häufig in Anwendung gebracht.

59. Die Führung von Rohrsträngen als Gravitations- und Heberleitungen.

Während im eigentlichen Rohrnetze innerhalb der Ortschaften fast nur Hochdruckleitungen in Betracht gelangen und eine Ausnahme hiervon nur jene Wasserversorgungsanlagen bilden, bei welchen kleine Ortschaften mit einem oder einigen laufenden Brunnen versehen werden, kommen bei der Einleitung einzelner Quellen in den Quellsammler und das Hochreservoir oder bei Zuleitung tiefliegender Quellen zum Saugbehälter für die Pumpen Gravitations- oder Heberleitungen in Betracht.

Unter ersteren versteht man Rohrleitungen, in denen sich das Wasser nach dem Gesetze der Schwere infolge des vorhandenen Gefälles bewegt, unter letzteren solche, die nach jenen Gesetzen funktionieren, welche über die Wasserförderung mittels Hebern vorhanden sind. Es ist bekannt, dafs aus einem Behälter das Wasser entfernt zu werden vermag, wenn, wie in nebenstehender Fig. 13 ersichtlich ist, der Heber *H* so eingesetzt wird, dafs der kürzere Arm im Wasser des Behälters *B* eingehängt und die Luft am Ende des längeren Hebelarmes ausgesaugt oder ausgepumpt wird.

An Stelle des letzteren Vorganges kann, wie in Teil I bereits erwähnt, wurde auch der Heber völlig mit Wasser gefüllt und durch eine geeignete Vorrichtung zum Auslaufen gebracht werden. Zu diesem Behufe hat der kurze Heberarm ein Fufsventil zu erhalten, das bei der Füllung geschlossen bleibt,

während das längere Rohr provisorisch mittels eines Absperrventiles verschlossen wird und die Füllung mit Wasser am höchsten Punkte des Hebers vermöge einer ebenfalls verschliefsbaren Füllöffnung erfolgt. Ist die Heberleitung vollständig gefüllt, so wird zuerst die Füllöffnung luftdicht abgeschlossen, dann der provisorische Verschlufs am längeren Heberarme entfernt. Das Wasser beginnt alsdann abzufliefsen, indem das Verschlufsventil am kürzeren Arme sich selbsttätig hebt und endet der Abflufsprozefs erst, wenn der Behälter *B* so weit entleert ist, dafs Luft in die Heberleitung eintritt. Das Wasser wird dabei um die Höhe *a* über sein Niveau emporgehoben.

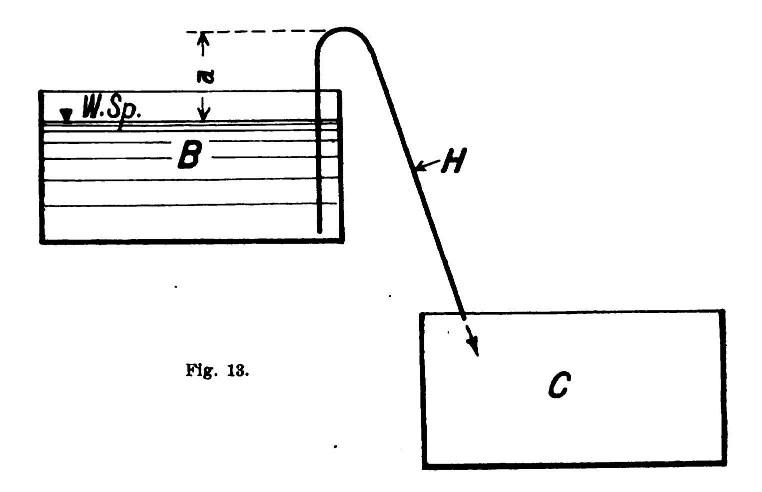


Fig. 13.

gehoben. Es ist ohne weiteres klar, dafs das so zum Abflufs gebrachte Wasser auch in ein zweites Becken *C*, das tiefer liegt als das Becken *B*, eingeleitet werden kann. Es kann z. B. der Fall eintreten, dafs zwischen diesen beiden Becken eine Terrainerhebung liegt, welche ebenfalls eine bestimmte Höhe *a* besitzt. Soll eine Gravitationsleitung unter dieser Annahme hergestellt werden, so erübrigt nichts, als diese Erhebung entweder auszuschachten oder mit einem Stollen zu durchfahren, so dafs stetes Gefäll zum unterem Behälter geschaffen wird. Wird eine Heberleitung an Stelle der

Gravitationsleitung ins Auge gefafst, so gestattet der Luftdruck, bezw. die atmosphärische Pressung, wie vorher bereits gesagt wurde, eine bestimmte Erhebung über den ursprünglichen Wasserspiegel, die mit a bezeichnet wurde und abhängig ist von der Überdruckhöhe H, welche den Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegeln der beiden Behälter darstellt.

Bezeichnet p die Pressung der Flüssigkeit pro qm in der Röhre, p^o die Pressung auf die Flächeneinheit beider Flüssigkeitsspiegel pro qm in kg und ist D der Druckhöhenverlust, welcher beim Eintritt in die Rohrleitung und durch die Reibungswiderstände bei der Bewegung des Wassers in den Röhren erfährt, so gilt allgemein die Gleichung $a = D - (p_o - p) : \gamma$, wenn H positiv ist, wobei γ das Gewicht eines cbm einer Flüssigkeit in kg bedeutet. Die Pressung p in der Röhre kann als Minimum auf jene herabsinken, die dem Dampfe der bewegten Flüssigkeit, also hier des Wassers bei der entsprechenden Temperatur gleichkommt. Bezeichnet man die unter dieser Voraussetzung entstehende Druckhöhe mit h, so wird $a = D + h - p_o : \gamma$ und ergibt sich hieraus die Höhe jenes Scheitels der Heberleitung, bei welcher der Heber noch zu wirken vermag. Bei gewöhnlichen Temperaturen ist h sehr klein. $p_o : \gamma = 10{,}33$. Wird daher h aufser Betracht gelassen, was bei Wasserleitungen dann zulässig ist, wenn a praktisch etwas tiefer genommen wird als die Rechnung ergibt, so erhält man $a = D - 10{,}33$. Wird der erhaltene Wert positiv, so ist eine Heberleituug unausführbar.

Um den Wert von D zu bestimmen, stellt Weifsbach, indem er an Stelle von D den Buchstaben h I setzt, die Formel auf:

$$h\,\mathrm{I} = 1 + \xi\,\lambda\,\frac{v^2}{2\,g}\,\frac{l}{d}$$

Wird für den Wassereinlauf eine trichterförmige Vorbereiterung des Rohres vorgesehen, so kann der Wert von $1 + \xi$ vernachlässigt werden und findet man alsdann den pro 100 m auftretenden Druckhöhenverlust direkt an der Tabelle I 2 mit 0,3256 verzeichnet, wenn eine Wassermenge

von 10,603 l pro Sekunde bei 0,6 m Geschwindigkeit und eine Rohrlichtweite von 150 mm angenommen wird.

Ist die Länge der Heberleitung 700 m, so wird der Druckhöhenverlust $7 \cdot 0{,}3256 = 1{,}9542$ m $1{,}954 - 10{,}33 = -8{,}376$. Demnach ist das Resultat negativ und die Heberleitung durchführbar.

60. Entlüftung von Heberleitungen und Ausnutzung derselben.

Es ist bekannt, dafs jedes Wasser atmosphärische Luft oder bisweilen auch freie Kohlensäure mitführt. Diese Gase lagern sich am höchsten Punkte einer Heberleitung ab, bilden eine Blase und verhindern alsdann oftmals den gesamten Wasserlauf. Es ist daher eine Heberleitung, wie sie im vorausgehenden geschildert wurde, nur denkbar, wenn an dieser Stelle ein Luftablafsventil, und zwar tunlichst ein selbsttätiges, angebracht wird und die Möglichkeit ausgeschlossen ist, dafs die Leitung im oberen Behälter infolge eintretender Wasserabsenkung Luft saugt. Handelt es sich um ein Trinkwasser, dessen Menge von der jeweiligen Quellschüttung abhängig ist, so ist eine vollständige Ausnutzung der letzteren ausgeschlossen, da die genaue geringste Wassermenge nicht ermittelt werden kann, indem dieselbe von äufseren Einflüssen abhängt und fast immer veränderlich ist. Es darf daher nur ein bestimmtes Minimum der Quellschüttung in Anspruch genommen werden und ist ein grofses Saugbecken vorzusehen, so dafs die Absenkung bei abnormer Abnahme der Schüttungsmenge eine langsame wird. Durch eine entsprechende Schieberstellung kann ein Luftsaugen der Einlaufrohre verhindert werden. Es ist daher für solche Fälle bisweilen ein Alarmsignal oder besser ein Wasserstandsfernmelder im oberen Sammelbassin vorzusehen. Der Schieber selbst kann am Auslaufe in das Saugbassin dementsprechend gedrosselt werden, welche Arbeit von der Pumpstation aus verrichtet werden kann. Aus dem Gesagten geht hervor, dafs derartige Heberleitungen nur in besonderen Fällen empfehlenswert sind, die genau erwogen werden müssen.

61. Heberleitungen, welche sich nicht über den ursprünglichen Wasserspiegel erheben.

Man bezeichnet im allgemeinen als Heberleitungen auch solche, welche von der Quellfassung nach abwärts geführt und alsdann zum Hochreservoire wieder hinaufgeleitet werden; beziehungsweise ergeben sie sich häufig durch das Gelände, wenn der Rohrstrang sich den Unebenheiten des letzteren anschmiegt. Sind die Terrainwellen nicht bedeutend und können sie nicht umgangen werden, so sind abnorm tiefe Gräben an den höchsten Punkten des Terrains auszuheben und ist so ein kontinuierliches Gefäll bis zum Anstieg der Röhrenfahrt zum Hochbehälter herzustellen. Ist das aus besonderen Gründen, z. B. infolge allzutiefer Ausschachtung untunlich, so mufs an allen Punkten, woselbst die Leitung eine lokale Erhebung aufweist, die bereits erwähnte automatische Entlüftung vorgesehen werden, an den tiefsten Stellen sind Wasserablafsventile mit Schlammkästen einzubauen, welche periodisch zu entleeren sind.

Nebige Skizze stellt eine solche Heberleitung dar, die im allgemeinen, wenn irgend möglich, vermieden werden soll, da selbst bei der gewählten Vorsorge für Entlüftung und Entleerung — letztere ist bei vorkommenden Reparaturen und behufs Entfernung von Sand und Schlammablagerungen nötig, — Wirbelungen und erhöhte Druckverluste eintreten, welche entweder die Wahl gröfserer Rohre oder eine erhöhte Kraftleistung bei der Förderung des Wassers bedingen. Auch die Ableitung des Wassers, welches aus den Ablafsventilen zeitweise behufs Entschlammung abzulassen ist, erfordert häufig lange Schlammleitungen und Gräben, bzw. Entschädigungen an die in Frage kommenden Grundbesitzer. Die vorteilhafteste Form einer Heberleitung im letzterwähnten Sinne ist jene, bei welcher das Wasser im Gefäll bis zum tiefsten Punkte geführt wird und dann erst aufsteigt. Es kommt bei diesen Leitungen, die sehr häufig und ohne Nachteil ausgeführt werden, nur eine Schlammleitung, d. i. jene an dem erwähnten tiefsten Punkte in Betracht, Entlüftungen entfallen gänzlich. Die

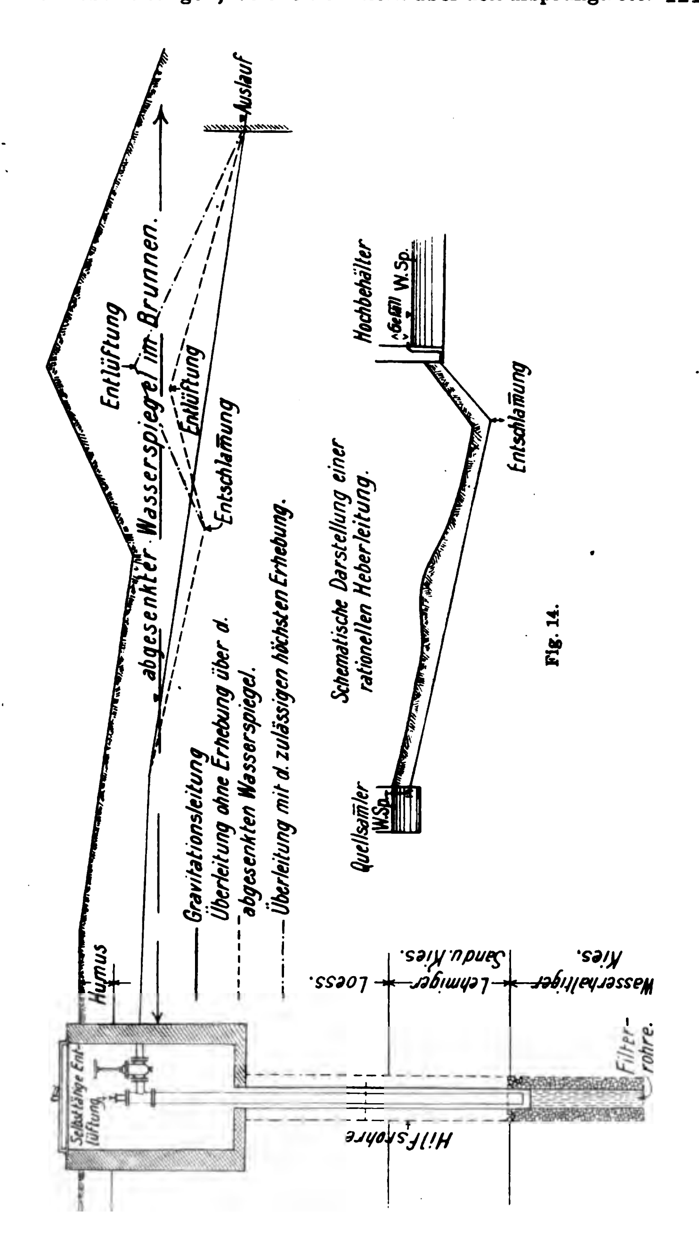

Auslauf
Entlüftung
abgesenkter Wasserspiegel im Brunnen.
Entlüftung
Entschlammung
Gravitationsleitung
Überleitung ohne Erhebung über d. abgesenkten Wasserspiegel.
Überleitung mit d. zulässigen höchsten Erhebung.
Humus
Loess.
Lehmiger Sand u. Kies.
Wasserhaltiger Kies.
Filterrohre.
Hilfsrohre
Selbsttätige Entlüftung
Schematische Darstellung einer rationellen Heberleitung.
Quellsammler
W.Sp.
Hochbehälter
Gefäll
W.Sp.
Entschlammung

Fig. 14.

unten skizzierte Figur zeigt schematisch die günstigste Anlage einer Heberleitung, wie solche häufig und vorteilhaft zur Anwendung gelangen.

Wo eine Heberleitung in Frage kommt, tritt die Notwendigkeit der Verwendung einer eisernen Leitung ein, da eine innere Pressung erfolgt. Reine Gravitationsleitungen können in Kanälen, Ton- oder Zementrohren hergestellt werden, sind daher meist wesentlich billiger und gestatten deshalb umfangreichere Grabarbeiten, ohne dafs gröfsere Kosten erwachsen. (Vergl. auch Seite 59—60).

62. Heberleitungen im Stadtrohrnetze.

Es wurde bereits früher erwähnt, dafs vorteilhaft das in der Pumpstation geförderte Wasser direkt in das Stadtrohrnetz getrieben und nur der zeitweise Überschufs im Hochreservoire aufgespeichert wird, ebenso, dafs an Stelle dieser Anordnung auch eine eigene Leitung vom Quellschachte zum Hochreservoir erbaut werden kann. In beiden Fällen ist künstliche Wasserhebung angenommen. Da in Ortschaften die Rohrgräben meist nur in der normalen Tiefe von 1,5 m Deckung ausgehoben werden können, entsteht bei lokalen Erhebungen in diesen häufig unfreiwillig eine Heberleitung, so dafs auch hier auf Entlüftung und Schlammleitung Bedacht zu nehmen ist. Während letztere für jedes Stadtrohrnetz in Betracht kommt, wird die Entlüftung meist dadurch überflüssig, dafs eine der Anschlufsleitungen an der höchsten Stelle des betreffenden Rohrstranges, also am Scheitelpunkte der Heberleitung abgezweigt wird, die beim Öffnen des Hahnes den Luftaustritt gestattet. Wo das nicht durchführbar ist, wird häufig ein Hydrant an der betreffenden Stelle eingebaut, der periodisch behufs Ablassung der Luft geöffnet wird. In letzterem Falle ist der Einbau eines selbsttätigen Entlüftungsventiles vorzuziehen. Derartige Heberleitungen sind jedoch unter den gestellten Bedingungen ohne Bedenken anwendbar, da die entstehenden Druckhöhenverluste durch eine minimale Mehrleistung der Hebermaschinen unschädlich gemacht werden können und infolge des starken Druckes im Stadtrohrnetze schädliche Wirbe-

lungen nicht eintreten. Dagegen zeigt sich bei Hausleitungen, welche für die Entlüftung benutzt werden, sehr häufig stark mit Luft gemischtes, milchartig aussehendes Wasser, das jedoch in kürzester Zeit klar wird und absolut unschädlich ist.

63. Gravitationsleitungen für Quellfassungen.

Um das Wasser der einzelnen Quellen vom Fassungsschachte zum Quellsammler zu leiten, bedient man sich der Gravitationsleitungen. Es wird daher, wie früher schon gesagt wurde, der Sammelschacht so gelegt, dafs sämtliche Quellleitungen Gefäll zu demselben besitzen. Die Einleitung der einzelnen Wasseradern in eine gemeinschaftliche Leitung zum Quellsammler wird meist vermieden und besser getrennte Rohre verlegt, oder das Wasser der höheren Quelle in den Fassungsschacht der nächst tieferen eingeführt und von da mittels eines entsprechenden Rohres zum nächsten u. s. f. bis zum Quellsammler. Bei kleinen Wassermengen sind auch kleinere Rohre nötig, welche alsdann einen grofsen Druckhöhenverlust bedingen, weshalb deren Durchmesser nicht zu knapp bemessen werden darf, aber auch nicht so grofs, dafs Sand etc. nicht mehr fortbewegt werden kann, indem alsdann die Geschwindigkeit des Wassers zu klein wird.

Liegen die Quellen so, dafs das Gefälle von einer Fassung zur andern für eine entsprechende Geschwindigkeit nicht mehr ausreicht, so ist jede Quelle einzeln in den Quellsammler zu leiten und dieser so tief zu legen, dafs die minimalste Geschwindigkeit v, welche nicht unter 0,4 m pro Sekunde herabsinken soll, erzielt werden kann. Nur bei vollständig sandfreien, reinen Quellen kann unter dieses v herabgegangen werden.

Die erforderliche Rohrlichtweite kann der Tabelle I 1, das Gefälle, bzw. der Druckhöhenverlust aus der Tabelle I 2 entnommen werden. Gelangen bei gröfseren Quellfassungen Kanäle mit rechtwinkeligem oder eiförmigem Querschnitt zur Verwendung, so gibt über deren Bestimmung die Abhandlung über Wasserkraftanlagen bzw. die Erläuterungen zu Tabelle I 1 u. 2 die erforderlichen Aufschlüsse.

64. Beispiel für Einleitung von Quellen in den Sammelschacht mittels Röhren.

Drei Quellen liegen so, dafs die unterste um 0,4 m tiefer liegt, als die mittlere, und die oberste um 0,2 m höher als letztere. Der Sammelschacht liegt von der untersten Quelle 20 m entfernt, von der mittleren 117 und von der obersten 210 m. Die Quellschüttung ist bei der ersteren 116 Min.-Liter, bei der zweiten 180 Min.-Liter, und bei der dritten 54 Min.-Liter. Wie grofs sind die einzelnen Rohrleitungen zu wählen, welche Tiefe des Wasserpiegels ist im Sammelschachte vorzusehen, ist ein Zusammenleiten der einzelnen Quellen möglich, wenn die Lage der Quellen und des Sammelschachtes angenähert in eine Gerade fällt; der letztere daher in dieser Geraden wie angenommen 20 m nach der tiefsten Quelle zu erbauen ist?

116 Min.-Liter sind = 1,93 Sek.-Liter,
180 » » = 3,00 »
54 » » = 0,90 »

Die Gesamtentfernung der obersten Quelle bis zum Sammler ist 210 m. Nachdem die Quellen zeitweise eine gröfsere Schüttung ergeben, darf der Rohrdurchmesser nicht zu knapp bemessen werden, da sonst das zunehmende Wasser unausgenutzt durch das Überlaufrohr abfliefsen würde. Es mufs zuerst untersucht werden, ob die oberste Quelle in den Fassungsschacht der mittleren eingeleitet werden kann, wenn die Geschwindigkeit mindestens 0,4 m sekundlich betragen soll.

Die Entfernung der beiden Quellen beträgt 210 — 117 = 93 m.

Für die erwähnte Geschwindigkeit von 0,4 m ergibt Tabelle I 1 die angenäherte etwas gröfser angenommene Wassermenge von 1,131 Sek.-Litern bei einem Rohrdurchmesser von 60 mm. Der dabei entstehende Druckhöhenverlust ist pro 100 m laut Tabelle I 2 = 0,3991 oder für 93 m an rund 0,37 m.

Nachdem die zugrunde gelegte Wasserspiegelhöhendifferenz nur 0,2 m beträgt, ist eine Einleitung in den nächsten Fassungsschacht untunlich, die Quelle mufs daher

auf 210 m Entfernung in den Sammler geleitet werden, und soll letzterer daher so tief liegen, dafs die einmündende Quelle noch oberhalb des dortigen Wasserspiegels mündet. Der Druckhöhenverlust wird $\frac{0,3991 \times 210}{100} = 0,84$ m. Da das Gefälle in der Rohrachse gedacht ist, hat der Wasserspiegel im Sammelschachte 0,87 oder rund 0,9 m tiefer zu liegen, als jener im obersten Fassungsschachte.

Die mittlere Quelle ist von der untersten 117 — 20 = 97 m entfernt. Die Quellschüttung ist 3 Sek.-Liter, die Höhendifferenz 0,4 m. Für eine Wassermenge von 3,14 Sek.-Liter und $v = 0,4$ sind Rohre mit 100 mm Lichtweite erforderlich, der Druckhöhenverlust wird dabei pro 100 m 0,2394 m, für 97 m = 0,232. Es ist also reichlich Gefälle vorhanden, um das Wasser in den untersten Fassungsschacht beizuleiten und läuft dieses noch so hoch über dem Wasserspiegel aus, dafs ein Rückstau auf die mittlere Quellfassung nicht erfolgt, wenn das Rohr, welches die vereinigten Quellen abzuführen hat, entsprechend dimensioniert wird. Die unterste Quelle führt 1,93, die mittlere 3,0 Sek.-Liter Wasser, in Summa 4,93 Sek.-Liter, welche dem Sammelschachte zuzuleiten sind. Im höchsten Falle fördert diese Leitung bei dem bekannten $v = 0,4$ 3,14 + 1,93 = 5,07 Sek.-Liter + jenem Quantum, welches bei erhöhter Quellschüttung vorhanden ist. Das Gefälle von der obersten Quelle bis zur untersten wurde mit 0,4 + 0,2 = 0,6 m angegeben. Das von der obersten zum Sammelschachte mit 0,9. Es bleibt somit für 20 m Entfernung von der untersten Quelle zu letzterem Schachte das sehr reichliche Gefälle von 0,30 m.

Demnach kann eine gröfsere Geschwindigkeit, z. B. 0,7 m sekundlich gewählt werden, bei welcher eine Leitung von 100 mm Lichtweite 5,498 Sek.-Liter fördert, was als entsprechend bezeichnet werden kann, da die nutzbare Schüttung der untersten Quelle alsdann noch um rund 0,5 Sek.-Liter zunehmen kann.

Der Druckhöhenverlust wird dabei 0,6421 m pro 100 m und pro 20 m rund 0,13 m, so dafs auch die beiden letzten

Quellen in der gemeinschaftlichen Leitung noch über dem Wasserspiegel im Quellsammler auslaufen.

65. Saugbehälter und die Wasserzuführung zu diesen.

In der Abhandlung über die Führung von Röhrenfahrten Seite 116 wurde bereits erwähnt, dafs Heberleitungen sowohl als auch Gravitationsleitungen dazu dienen, das Wasser dem Saugbehälter zuzuführen. Letztere dienen dem gleichen Zwecke, wie die Hochreservoire, indem sie von dem angesammelten Wasservorrate so viel abgeben als nötig ist, wenn die Leistung der Pumpen zeitweise eine gröfsere wird, als der stete Zuflufs.

Ist das Gegenteil der Fall, oder ruht der Betrieb gänzlich, so ergänzt sich der nötige Vorrat von selbst. Dementsprechend ist die Gröfse eines Saugbehälters zu bemessen.

Liefert z. B. ein Brunnen bei einer Absenkung von 2 m mehr Wasser, als die vorhandene Pumpstation zu fördern vermag, so genügt es für gewöhnlich, an Stelle des Saugebehälters den Brunnenschacht in seinem obersten Teile auf 2—3 m Tiefe und 3—4 m Durchmesser zu vergröfsern, um Schwankungen im Betriebe unfühlbar zu machen. Diese Anordnung wird meistens da getroffen, wo Brunnen und Wasserförderungsanlage sich so nahe liegen, dafs die Saugrohre von den Pumpen aus direkt in den Brunnen eingesetzt werden können. Lange Saugleitungen sind zu vermeiden und verbieten sich schon in Rücksicht auf den Kostenpunkt. Ist also der Brunnen abseits der Pumpstation gelegen, so wird direkt bei letzterer unter der gemachten Voraussetzung über den Wasserzuflufs ein Saugbehälter von 20—30 cbm Rauminhalt zu erbauen sein, wenn in beiden Fällen der Betrieb so geregelt zu werden vermag, dafs dabei ein die Leistung der Anlage nicht überschreitendes Mafs eingehalten wird. Genügt das zufliefsende Wasser lediglich dem durchschnittlichen Tagesbedarf und ist dementsprechend die Triebkraft und Pumpwerksanlage so vorgesehen, dafs zeitweise eine erhöhte Wasserförderung eintritt, so ist ein gröfseres Saugreservoir unerläfslich, ebenso auch dann, wenn der Betrieb sich nur auf eine bestimmte Zeit

erstrecken soll, so dafs innerhalb derselben stets mehr Wasser gepumpt werden mufs, als zufliefst.

Im ersteren Falle ist demnach der Betrieb ein ununterbrochener und wird ein solcher stets nötig, wenn kein Hochreservoir vorhanden ist. Die Gröfse des Saugbehälters ergibt sich nach den bereits angegebenen Normen über die Schwankungen im Wasserkonsum während 24 Stunden, wobei noch diejenige Jahreszeit in Betracht zu ziehen ist, innerhalb welcher der gröfste Wasserverbrauch stattfindet d. i. also während der Sommermonate, wo auch der Wasserzulauf sich häufig vermindert. Benötigt z. B. eine Stadt pro Tag in maximo 600 cbm Wasser, d. i. rund 7 Sek.-Liter im Jahresdurchschnitte und ist diese Wassermenge als Minimum eines Grundwasserstromes oder einer Quellenfassung erschlossen worden, so kann angenommen werden, dafs im Winter 500, im Sommer 700, im Durchschnitte somit die erwähnten 600 cbm zu fördern sind. Man wird also die Wasserhebung für eine maximale Menge von 700 cbm bemessen, somit auf rund 8 Sek.-Liter. Wie eingangs erläutert wurde, erhöht sich der Konsum während 7 Stunden auf 1,45, fällt während 8 Stunden auf 0,75 und in der Nacht auf 0,3 des mittleren täglichen Verbrauches Es wird daher die höchste Leistung der Pumpe mit $8{,}0 \cdot 1{,}45$ anzunehmen sein $= 11{,}6$ Sek.-Liter und in 7 Stunden mit 292 cbm. Der Zuflufs in der gleichen Zeit beträgt 176 cbm. Der Mehrverbrauch demnach 116 cbm. Der normale Verbrauch ist $8 \cdot 0{,}75 = 6{,}0$ Sek.-Liter und in 8 Stunden 173 cbm, der geringste $0{,}3 \cdot 8 = 2{,}4$ Sek.-Liter und in 9 Stunden 78 cbm. Die gesamte Förderung ist daher $292 + 173 + 78 = 543$ cbm. Der Zulauf in 24 Stunden ist 600 cbm. Es ist damit nachgewiesen, dafs wohl die vorhandene Wassermenge zureichend und für eintretende gröfsere Schwankungen eine Reserve vorhanden ist, dagegen ein zeitweiser Mehrverbrauch von mindestens 116 cbm besteht, welcher durch Anordnung eines Saugbeckens mit einem etwas gröfseren Rauminhalt auszugleichen ist. Man wird daher den letzteren auf 150—200 cbm bemessen. Dafs jedoch, wie erwähnt, ein derartiger Betrieb nur dann einzurichten sein wird,

wenn kein Hochreservoir vorhanden ist, dürfte keinem Zweifel unterliegen. Vgl. Seite 104—105.

Kann mit einem Hochbehälter gerechnet werden, so ist der rationellste Betrieb jener während der Tagesstunden, also vielleicht von morgens 6 Uhr bis abends 7 Uhr, somit während 13 Stunden. In dieser Zeit mufs z. B. der Tagesbedarf mit 600 cbm bei 7 Sek.-Liter Zuflufs gefördert werden. Der letztere beträgt innerhalb der angegebenen Zeit 328 cbm. Es fehlen demnach 600 — 328 = 272 und mufs daher der Saugbehälter ca. 300 cbm Rauminhalt besitzen. Wird die Betriebsdauer noch erhöht, so ist es möglich, das Saugbecken zu verkleinern. In Rücksicht auf eine spätere Konsumsteigerung empfiehlt es sich jedoch, dasselbe möglichst grofs zu wählen.

Die Höhenlage eines solchen Beckens ergibt sich durch das vorhandene Gefäll, die Wahl der Rohre und die Tiefe des Unterwasserspiegels.

Letzterer beeinflufst die Sohlenhöhe dieses Beckens insofern, als es sehr wünschenswert ist, dieses Reservoir in den Unterwasserkanal vollständig entleeren und entschlammen zu können.

Das Gefäll bemifst sich vom normalen abgesenkten Wasserspiegel des Brunnens, bzw. vom Wasserspiegel im Fassungsschachte bis zum Wasserspiegel des gefüllten Saugbeckens. Wird dieser während des Pumpens abgesenkt, so steigert sich das Gefäll, bzw. auch die Wassergeschwindigkeit in der Zuleitung und damit auch die Wasserabgabe aus dem Brunnen, dessen Wasserspiegel noch unter den normalen Stand abgesenkt wird. Demgemäfs mufs das in diesen versenkte Rohr eine derartige Länge besitzen, dafs auch in solchen Fällen kein Luftzutritt in die Leitung erfolgen kann. Es ist dabei festzuhalten, dafs ein Brunnen schon bei der sehr geringen Absenkung von z. B. 20—30 cm eine bedeutend gröfsere Wassermenge abfliefsen läfst, während der Wasserspiegel im Saugbehälter meist 1—2 m fallen kann, so dafs sich tatsächlich das Gefäll der Leitung erheblich zu steigern vermag, wodurch die Wassergeschwindigkeit in derselben wächst, so dafs das in gröfserer Menge zufliefsende Wasser

auch abgeführt werden kann. Die zur Wasserabführung erforderliche Leitung mufs in solchen Fällen als Heber- bzw. Druckleitung ausgebildet werden und zwar auch dann, wenn dieselbe vom Brunnen aus in kontinuierlichem Gefäll zum Saugbehälter geführt werden kann, was ja stets wünschenswert ist. Handelt es sich lediglich um Beileitung einer Quelle, so kann an Stelle einer Druckleitung ein Kanal, oder eine Ton- oder Zementrohrleitung etc. erbaut werden. Liegen zwischen Saugbehälter und Brunnen bzw. Quelle namhafte zu durchquerende Erhebungen, so ist eine Heberleitung anzuordnen, wenn das entsprechende Gefäll gegeben ist und der Scheitelpunkt noch in der zulässigen Höhe über dem Wasserspiegel an der Wasserentnahmestelle liegt. Ist letzteres nicht der Fall und kann durch tiefe Ausschachtung eine Terrainerhebung nicht mehr durchfahren werden, so ist ein Stollen zu erbauen, in welchen die luftdicht abgeschlossene Leitung eingelegt wird. Wird das Wasser einem Brunnen unterhalb der gröfsten Absenkungstiefe entnommen, was sehr erhebliche Erdarbeiten erfordert, so kann, wie bei Quellwasserleitungen, ein Kanal an Stelle einer Druckleitung treten. Unter diesen Umständen ist jedoch ein bedeutendes Gefäll unerläfslich. Es wird daher meist vorzuziehen sein, die Leitung bis zum Brunnen als Gravitationsleitung in geschlossener Röhrenfahrt herzustellen, und zwar in der Weise, dafs dieselbe in einer Tiefe von 1—2 m in den Brunnen eingeführt wird, dort ein T-Stück erhält, an dessen unterer Öffnung sich das Saugrohr, welches senkrecht in den Brunnen einzubauen ist, anschliefst. Die Länge des letztgenannten Rohres bemifst sich nach der möglichen Absenkung des Wasserspiegels, unter dessen tiefsten Stand das Rohrende mindestens noch 1 m hinabreichen mufs. Gewöhnlich erstreckt sich dasselbe bis zum Beginne der Filterrohre. Auch unter der Voraussetzung, dafs diese Leitung vom Brunnen ab als reine Gravitationsleitung erbaut wird, wirkt dieselbe als Heberleitung, weil eben das abströmende Wasser infolge seiner saugenden Wirkung eine Absenkung im Brunnen und damit eine erhöhte Wasserabfuhr erzeugt. Dieselbe ist daher nur als geschlossene, luftdichte Eisenrohrleitung durchführbar, da sonst

keine Saugwirkung eintreten kann. Am höchsten Punkte dieser Saugleitung, also am oberen Ende des T-Stückes ist ein selbsttätiges Entlüftungsventil vorzusehen. Eine Entschlammung ist, falls die Leitung vom Brunnen ab in steten, wenn auch wechselndem Gefäll zum Saugbecken geführt ist, nicht absolut nötig, es sei denn, dafs eine solche sich ohne erhebliche Kosten an einem geeigneten Platze leicht herstellen läfst. Es wird dadurch die Einführung von Schlamm und Sand in das Saugbassin verhindert, wenn die Entschlammung kurz vor letzterem angebracht wird. Die Schlammableitung erfolgt alsdann meist in den Unterwassergraben. Das für eine Gravitationsleitung nötige Gefäll wird am einfachsten aus der Tabelle I 1 und 2 gesucht. Bei einer Rohrlichtweite von 150 mm fliefsen 7 Sekundenliter mit $v = 0{,}4$ m ab, und ist der Druckhöhenverlust pro 100 m 16 cm. Ist die Leitung z. B. 1575 m lang, so wird der ganze Gefällsverbrauch 2,52 m und in Rücksicht auf Krümmungen etc. 2,60 m. Vergleiche auch die Angaben über die genauere Berechnung und den Wert von λ für Druckrohrleitungen im Stadtrohrnetze, sowie die Berechnung der Wassermenge Q, welche bei einem gegebenen Gefäll und bekannten Rohrdurchmesser die Leitung durchfliefst. (Seite 144—146). Das Überlaufrohr im Saugbehälter ist daher so einzubauen, dafs dessen Unterkante um mindestens 2,6 m tiefer liegt, als der normal abgesenkte Wasserspiegel im Brunnen oder jener in einem Quellschachte. Ist reichliches Gefäll vorhanden, und zwar auch für die Turbinenanlage, so kann der Saugbehälter so tief gelegt werden, dafs zu dessen Entschlammung noch ein Gefäll von 20—30 cm bleibt, wenn der Wasserspiegel im Unterwassergraben auf Mittelwasser steht. Bei beträchtlich höherem Wasserstande ist alsdann eine Entschlammung zu unterlassen und ein geeigneter Zeitpunkt abzuwarten. Die Sohle des Saugbehälters mufs jene Tiefe erhalten, welche nötig ist, damit der gewünschte Wasservorrat aufgespeichert werden kann, ohne dafs Wasser durch die Überlaufleitung abfliefst. Ist daher das Gefäll ein geringes, so wird es nötig, dem Saugbehälter eine gröfsere Grundfläche und eine kleinere Höhe zu geben. Die vollständige Ausnutzung eines reichlichen Gefälles ver-

bietet sich jedoch häufig durch die allzugrofsen Grabarbeiten, dagegen genügt es, wenn so viel Gefälle vorhanden ist, dafs das erforderliche bzw. benötigte Wasser anstandslos zufliefst. Der erwähnte Umstand, dafs bei Absenkung des Wasserspiegels im Saugbassin ein erhöhtes Gefälle eintritt, verbürgt ohnedies bei gesteigertem Wasserbedarfe den Zulauf einer gröfseren Wassermenge.

Sind mehrere Brunnen in Aussicht genommen, und zwar in Rücksicht auf einen künftigen, erhöhten Wasserbedarf, so soll die Leitung zum Saugbehälter auf den zu erwartenden höchsten Bedarf dimensioniert werden. Die Einführung dieser Leitung in das Saugbecken erfolgt meist kurz oberhalb der Sohle desselben, somit unter Wasser. Es ist dadurch möglich, eine selbsttätige Entlüftung herbeizuführen. Zu diesem Behufe ist lediglich ein Schwimmer einzubauen, welcher mittels eines Gestänges die Mündung des Ausflufsrohres zu schliefsen oder zu öffnen vermag. Steigt das Wasser im Saugbehälter bis auf Überlaufhöhe, so schliefst sich das Zuleitungsrohr selbsttätig ab. Infolge des im Rohre entstehenden Staues steigt das Wasser in einem Röhrchen, welches am obersten Teile der Zuleitung, und zwar im Saugbehälter selbst angebracht ist, empor, hebt ein Ventil und läfst die Luft entweichen. Durch das Absperren des Zuflusses fällt jedoch der Wasserspiegel sehr rasch wieder herab, so dafs das Ventil sich wieder schliefst, wenn sich die Schwimmkugel mit dem sich absenkenden Wasser nach abwärts bewegt. Das Spiel wiederholt sich so oft, dafs die Luft, welche bei der Anordnung einer Heberleitung schädlich wirkt, stets entfernt wird.

Die gesamte Anlage des Saugbehälters entspricht jener eines Hochreservoires, enthält demnach Überlauf und Leerlauf mit gemeinschaftlicher Abflufsleitung, soviele Saugrohre mit Rückschlagklapper und Seihern als Pumpen vorhanden sind. Dunstrohre sind ebenfalls erforderlich, desgleichen eine Überdeckung des ganzen Behälters zum Schutze gegen Erwärmung das Wassers und Frost. Die Einleitung der Leerlaufleitung erfolgt, wie erwähnt, am besten in den Unterwassergraben, wenn die Pumpen durch Turbinen ge-

trieben werden. Bei der Projektierung einer solchen Anlage ist daher auch auf diesen Umstand Bedacht zu nehmen. Ist infolge geringen Gefälles einer Wasserkraftanlage oder wegen eines nur wenig ansteigenden Terrains eine Entleerungsleitung nicht, oder nur mit sehr grofsen Kosten möglich, und zwar auch dann nicht, wenn das erforderliche Gefälle, bzw. der Druckhöhenverlust, durch die Wahl eines gröfseren Rohrdurchmessers und kleiner Wassergeschwindigkeit auf das geringste Mafs reduziert und das Becken so niedrig als möglich projektiert wurde, so erübrigt nichts, als zur Zeit der Reinigung des Saugbehälters, den Zulauf durch Abschlufs des Schiebers am Brunnen zu sperren, das Wasser im Saugbehälter auf die zulässige Tiefe abzusenken und den Rest mittels einer eigens zu diesem Zwecke einzubauenden Pumpe abzuführen, und zwar in einen Kanal oder Graben. Der bei der Reinigung sich ansammelnde Schlamm mufs in Kübeln etc. entfernt werden. Die Stadt hat unterdessen ihren Wasserbedarf dem Hochreservoire zu entnehmen, falls nicht im Saugbehälter ebenfalls zwei Kammern vorgesehen sind, in welchem Falle der Wasserzulauf überhaupt nicht abgestellt zu werden braucht, sondern in die zur Benutzung vorgesehene Kammer eingeleitet wird, zu welchem Zwecke alsdann die erforderlichen Schieber einzubauen sind.

66. Die Herstellung kleinster Wasserversorgungsanlagen.

Es seien hier noch kurz die Wasserversorgungsanlagen für Einzelhöfe und kleinere Dörfer geschildert.

Im allgemeinen verfolgt man hierzu zwei Wege.

1. Entweder hat das Wasser natürliches Gefälle, so dafs es an den bestimmten Stellen noch zum Abflufs gebracht werden kann, dann wird dasselbe ebenso beigeleitet, wie bei der Zuleitung der Quellen zum Sammelschachte angegeben wurde, wobei jedoch die Auslaufhöhe über dem Boden zu berücksichtigen und festzuhalten ist, dafs bis zu jedem weiteren Brunnen eine geringe Wassermenge fortzufliefsen hat; oder

2. das Wasser hat kein Gefälle gegen die Ortschaft, jedoch nach einer beliebigen anderen Richtung, so dafs der Einbau eines hydraulischen Widders möglich ist.

Ad 1: Es ist z. B. eine Wassermenge von 0,6 Sek.-Litern verfügbar, welche auf 300 m Entfernung und einem vorhandenen gesamten Naturgefälle von 7 m den ersten Brunnen speisen mufs und sollen an demselben 0,2 Sek.-Liter zum Auslaufe gelangen; der zweite Brunnen liegt in gleicher Höhe wie der erste jedoch 400 m von der Quelle entfernt und der dritte bei 450 m Leitungslänge um 2 m höher, und sollen die bei den letzteren Brunnen nahezu die gleiche Wassermenge liefern, somit je 0,2 Sek. Liter. Wie ist die Leitung auszuführen?

Vor allem ist der Hauptstrang bis zum ersten Brunnen zu bestimmen.

Bei einem Rohrdurchmesser von $1\,^3/_4'' = 44{,}45$ mm und einer Wassergeschwindigkeit von 0,4 m pro Sekunde kommen 0,621 Sek.-Liter nach Tabelle I 1 zur Förderung. Der Druckhöhenverlust wird dabei pro 100 m = 0,458 oder für 300 m rund 1,37 m, bei 400 m 1,83 und bei 450 = 2,06 rund 2,10 m. Nun liegt der oberste Brunnen um 3 m höher, der Gefällsverbrauch bis zu diesem wäre daher $2{,}06 + 3{,}00 = 5{,}06$, so dafs bei 7 m Gesamtgefälle das Wasser noch um 1,94 m oberhalb des Rohres zum Auslaufe mit der betreffenden Geschwindigkeit gelänge, wenn es direkt, d. i. ohne eine dazwischen stattfindende Wasserabgabe dorthin geleitet würde. Das ist jedoch nicht der Fall, da bereits beim ersten Brunnen 0,2 Sek.-Liter zum Auslaufe gelangen, so dafs beim zweiten nur mehr 0,4 l ankommen, von welchen 0,2 wiederum abzufliefsen haben, weshalb die letzte Rohrstrecke mit 3 m Terrainsteigung nur noch 0,2 Sek.-Liter zu fördern hat.

Es ist daher wahrscheinlich, dafs dieses Wasser noch mit einer entsprechend geringen Geschwindigkeit bei genügend grofsen Rohren zum Ausflufse gelangt, was im Nachstehenden untersucht merden soll.

Der Druckhöhenverlust auf 300 m wurde bei 44,45 mm Rohrlichtweite auf 1,37 m angegeben. Um 0,2 Sek.-Liter bei einer Geschwindigkeit von 0,4 m sekundlich im Steig-

rohr zum Auslauf zu bringen, sind Rohre mit 25 mm Lichtweite erforderlich. Der Druckhöhenverlust auf 100 m wird rund 0,8 m; auf die Höhe des Auslaufes über dem Rohre mit ca. 2,5 m Länge treffen noch 20 mm, welche für die Berechnung zunächst aufser Betracht bleiben. Vom ersten Brunnen ab fliefsen nur mehr 0,4 Sek.-Liter im Hauptrohre. Wird dessen Durchmesser beibehalten, so fliefst diese Wassermenge bereits bei einer Geschwindigkeit von 0,3 m pro Sek. und wird der Druckhöhenverlust dabei 0,33 pro 100 m. Der Gefällsverlust bis zum ersten Brunnen beträgt, wie gefunden wurde, 1,37 m, auf die Entfernung bis zum zweiten Brunnen 0,33 m, im ganzen daher bis zu letzterem 1,70 m. Das Steigrohr wird wiederum 1″ oder 25 mm Lichtweite erhalten bei 20 mm Druckhöhenverlust, die ebenfalls vorerst unberücksichtigt bleiben.

In der letzten Strecke fliefsen 0,2 Sek.-Liter.

Reduziert man die Leitung von 44,45 mm auf 40 mm, so fliefst diese Wassermenge bereits bei einer Geschwindigkeit von 0,2 m durch das gewählte Rohr, und wird der Druckhöhenverlust auf weitere 50 m Entfernung = 0,181 pro 100 m oder 0,09 m für diese 50 m. Im ganzen wird daher derselbe 1,70 + 0,09 = 1,79 oder rund 1,80 m, und zwar bis zum dritten Brunnen. Dieser liegt um 2 m höher, so dafs der Druckhöhenverlust sich auf 3,80 m erhöht. Nachdem im ganzen 7 m Gefälle vorhanden sind, und der Auslauf 2,00 m über dem Hauptrohre angeordnet werden kann, sind von diesem Gefälle 5,80 m verbraucht, während der Druckhöhenverlust im Steigrohr von 1″ oder 25 mm Lichtweite wiederum nur 20 mm beträgt, so dafs die nötige Wassermenge auch dort zum Auslauf gelangt und der Überschufs an Druckhöhe von 1,20 m zur Überwindung des Röhrenwiderstandes in den Steigleitungen zum Auslaufe von insgesamt $3 \cdot 20 = 60$ mm, sowie anderer Druckhöhenverluste, z. B. bei Eintritt vom Hauptrohr in das Steigrohr verbleibt. Durch Regulierhahnen, welche vor dem Brunnenauslaufe, und zwar hinter dem Hauptrohre eingebaut werden, kann die Wassermenge für jeden Brunnen genau geregelt werden. Die Rohre müssen bei den sich ergebenden geringen

Geschwindigkeiten absolut frostfrei eingebettet werden, und ist angenommen, dafs eine Versandung etc. ausgeschlossen ist.

Wie das durchgeführte Beispiel lehrt, bietet für solche Berechnungen die einschlägige Tabelle I1 und 2 ein geradezu unersetzliches Hilfsmittel, da ohne dieselbe eine grofse Zahl von zeitraubenden Versuchsrechnungen anzustellen wäre.

67. Hydraulische Widder.

Ad 2: Es wäre nun noch die Wasserförderung mittels hydraulischer Widder zu erläutern. Häufig tritt der Fall ein, dafs einzelne Orte höher liegen als jene vorhandenen Quellen, welche für eine solche Wasserversorgung in Betracht kommen. Bedingung ist dabei, dafs das Abflufsgerinne der betr. Quelle ein lebhaftes Gefälle besitzt und die Quellschüttung eine erhebliche ist, da beim Widder sehr viel Wasser als Triebkraft verloren geht.

Im allgemeinen läfst sich praktisch die zu fördernde Wassermenge dadurch ermitteln, dafs man die Formel anwendet:

$$Q_0 = \frac{Q \cdot a \cdot g}{h}$$

worin Q die gesamte verfügbare Wassermenge, Q_0 die geförderte, bzw. gehobene Wassermenge bedeutet, g ist das Gefälle von der Quelle bis zum Widder, h die Steighöhe und a der Widerstand im Widder und den Leitungen = 0,6—0,7, was jedoch voraussetzt, dafs die Rohrleitungen nicht zu lange und die Rohrdurchmesser entsprechend grofs gewählt werden.

Liefert eine Quelle z. B. 2 Sek.-Liter Wasser und beträgt das Gefälle zum Widder 4 m, die Steighöhe vom Widder an 20 m, so würden nach der Erfahrungsformel in der letzteren Höhe zum Auslaufe gelangen:

$$\frac{2{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 4}{20} = \frac{5{,}6}{20} = 0{,}28 \text{ Sek.-Liter oder } 16{,}8 \text{ Minutenliter.}$$

Ist z. B. das Gefälle zum Widder, welches mit 4,0 m angenommen wurde, auf 150 m Leitungslänge erreichbar, so würde bei einem Rohrdurchmesser von 2″ oder 50,80 mm

Lichtweite die Wassermenge von 2 Sek.-Litern einen Druckhöhenverlust von 2,40 m pro 100 m für $v = 1$, somit von 3,10 m im ganzen erleiden. Der Nutzeffekt wäre daher aufserordentlich gering und jedenfalls wäre obige Formel in solchen Fällen nicht anzuwenden. Da jedoch Widder mit einer Einströmungsöffnung von mehr als 2″ nicht allgemein im Handel sind, behilft man sich in solchen Fällen häufig damit, dafs bis zum Widder gröfsere Rohre verwendet werden, welche kurz vor demselben auf die normale Einlaufweite zu reduzieren sind, oder man wählt 2 Widder, welche zusammen in einen Windkessel arbeiten können, bzw. man errichtet als günstigste Abhilfe oberhalb des Widders ein kleines Hochreservoir, welchem das Quellwasser durch eine entsprechend grofse Leitung zugeführt wird, während das kurze Abflufsrohr von diesem Becken zum Widder alsdann nur noch einen minimalen Druckhöhenverlust verursacht, insbesondere, wenn der Auslauf trichterförmig gestaltet wird. Der Wasserspiegel in diesen Hochbehälter kann bei ruhendem Betrieb in der gleichen Höhe liegen wie jener der Quellfassung, wenn das Zuleitungsrohr kurz über dem Boden oder in diesen selbst mündet.

Die Zuleitungsrohre von der Quelle zum Reservoir sind alsdann wegen der geringen Wassergeschwindigkeit frostfrei in den Boden zu legen und geht das Steigrohr innerhalb des für die Widderanlage erforderlichen Häuschens, isoliert nach aufwärts.

Verwendet man im gegebenen Falle Rohre von 100 mm Lichtweite für die Zuleitung, so fördern diese bei $v = 0,3$ bereits 2,36 Sek.-Liter, wobei der Druckhöhenverlust $= 0,145$ pro 100 m und rund 0,22 m pro 150 m wird. Auf 4,0 m — 0,22 = 3,78 m Fallhöhe zum Widder wird bei Rohren von 2″ oder 50,80 mm und bei $v = 1$ der Druckhöhenverlust pro Meter 0,024 m, auf 3,78 m = 0,09 m. Der gesamte solche ist daher 0,22 + 0,09 = 0,31 m. Beträgt die Länge der Steigleitung 250 m und sollen mindestens 0,28 Sek.-Liter in derselben gefördert werden, so wären Rohre mit $1^1/_4$″ = 31,75 mm Lichtweite zu wählen, welche bei $v = 0,4$ bereits 0,317 Sek.-Liter Wasser fassen und wobei der Druck-

höhenverlust pro 100 m 0,64 m, im angenommenen Falle also $\frac{250{,}0 \cdot 0{,}64}{100} = 1{,}7$ m beträgt.

Demnach ergibt sich ein wirksames Gefälle von $4{,}0 - 0{,}31 = 3{,}69$ m bei einer Steighöhe von 21,70 m einschliefslich des Röhrenwiderstandes. Man kann die Widerstände, welche infolge der Reibung und Adhäsion der Ventile beim Gange des Widders entstehen, durchschnittlich mit 10—15 % annehmen.

Setzt man die gewonnenen Werte in die vorangeführte Formel ein, so erhält man $\frac{2{,}0 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}69}{21{,}70} =$ rund 0,28.

Es ist damit bewiesen, dafs diese Formel zwar unter bestimmten Voraussetzungen zutrifft, jedoch als Grundbedingung erfordert, dafs die Druckhöhenverluste die minimalsten werden. Es ist daher nicht verwunderlich, dafs Widderanlagen, welchen keine genaue Berechnung zugrunde liegt und sozusagen nach dem Gefühle hergestellt werden, oftmals recht ungünstige Resultate liefern. Man sollte daher bei Bestellung eines Widders nie versäumen, sich über den Wirkungsgrad dieser Wasserhebungsvorrichtung zu informieren und vom Lieferanten Garantie zu verlangen, dafs die Reibungswiderstände, die Adhäsion der Ventile und deren Eigengewicht nicht zu grofs werden, so dafs die Arbeitsleistung keinesfalls unter 85 % seiner ideellen Leistung herabsinkt.

Dafs die Widderanlagen für kleinere Wasserversorgungen Vorzügliches leisten, ist nicht zu bestreiten, da sie ohne Reparaturen jahrelang tadellos funktionieren, falls nicht übersehen wird, sich zu vergewissern, ob die Luft im Windkessel nicht verbraucht ist, was zu einem Stillstand des Ganges der Widder Anlafs gibt. Die Anbringung kleiner Luftlöcher in den Windkesseln verzögert bzw. verhindert jedoch auch diesen Vorgang.

Durch Anwendung von mehreren Widdern kann auch das Versagen eines einzelnen unschädlich gemacht werden. Einer gewissen Pflege bedarf jedoch jede maschinelle Einrichtung, so dafs auch der Widder keine Ausnahme bilden kann.

68. Konstruktion und Wirkungsweise der hydraulischen Widder.

Es wurde schon wiederholt erwähnt, dafs kurz abschliefsende Hydranten, Lilien oder Konushahnen etc. in Druckleitungen heftige Stöfse zu erzeugen vermögen, deren Kraftäufserung so grofs ist, dafs z. B. der in einer Leitung vorhandene Druck von 4 Atm sich auf das Doppelte, ja Dreifache erhöht, wenn diese Leitung sehr rasch abgeschlossen wird. Diese Erscheinung, welche physikalisch nicht erschöpfend begründet zu werden vermag, ist seit langer Zeit bekannt und im hydraulischen Widder auch ausgenutzt. Verfolgt man das gegebene Beispiel weiter und berechnet für die Fall- und Steigrohrleitung die Arbeitsleistung in Kilogrammetern, so ergibt sich für erstere $3{,}69 \cdot 2 = 7{,}38$ kgm und für letztere $251{,}7 \cdot 0{,}28 = 7{,}05$ kgm.

Man sieht hieraus, dafs zwar für den Widder nur 0,33 kgm als Reibungsverlust sich berechnen, im übrigen aber die bestehenden Naturgesetze über jede Arbeitsleistung auch bei der ungewöhnlichen Erscheinung, welche im Rückstofse des Wassers hinsichtlich der entstehenden Kraftentwicklung vorliegt, nicht alteriert werden. Die Konstruktion des Widders ist nun folgende: Die zu demselben führende Zuleitung mündet mittels eines T-Stückes in den Boden des Windkessels, und wird diese Mündung mit einem Teller- oder Klappenventil versehen, welches sich nach innen also gegen den Windkessel zu öffnet. Die andere Öffnung des T-Stückes mündet in das sogenannte Stofsventil, das so konstruiert ist, dafs es von der herabfliefsenden Wassersäule hochgehoben und geschlossen wird, während dasselbe vermöge seines Eigengewichtes von selbst herabfällt, sobald infolge des Rückstofses beim Schliefsen dieses Ventiles das Wasser einen Moment rückläufig wird und — das Ventil im Windkessel hebend —, in diesen eintritt.

Das Steigrohr zweigt über dem Boden des Windkessels ab. Sobald von dem Reservoire, von welchem aus die Fallrohrleitung zum Widder geführt ist, Wasser abgelassen wird, strömt dasselbe zum Stofsventile, schliefst dieses, hebt das

Tellerventil zum Windkessel und stellt sich in der Steigleitung auf die Wasserspiegelhöhe in dem letzterwähnten Reservoire ein, worauf Ruhe eintritt. Um den Widder in Gang zu bringen, wird nun das Stofsventil mit der Hand so lange nach abwärts gedrückt und sofort wieder losgelassen, bis in der Steigleitung jener Druck eintritt, der erforderlich ist, um einen selbsttätigen Rückstofs zu erzeugen. Während des erzwungenen Spieles des Stofsventiles steigt nämlich das Wasser im Steigrohr bis zu dieser erforderlichen Höhe empor, und arbeitet der Widder alsdann selbsttätig weiter. Das herabfliefsende Wasser hebt das Stofsventil und schliefst dasselbe. Es tritt damit der nötige Rückstofs ein, das Wasser wird, wie erwähnt, rückläufig, hebt das Tellerventil zum Windkessel und läfst Wasser in diesen eintreten. Wird das Gewicht der aufsteigenden Wassersäule gröfser als die Arbeitsleistung, die durch den Rückstofs erzeugt wurde und die nur ganz kurze Zeit andauert, so schliefst sich das Tellerventil wieder und aus dem Stofsventil strömt so lange Wasser ab, bis das nun wieder herabfliefsende Betriebswasser Kraft genug besitzt, um das Stofsventil neuerdings zu heben, und zu schliefsen, somit einen neuen Rückstofs zu erzeugen. Auf solche Weise geht das Spiel weiter und wird durch den Ausgleich der im Windkessel vorhandenen Luft die Wasserbewegung im Steigrohr eine gleichmäfsige, also nicht stofsweise. Die günstigsten Resultate liefert eine Widderanlage im Verhältnisse 1 : 5 bis 1 : 7 bezw. 4 : 20 bis 4 : 28 usw. bei Verwendung der erforderlichen Rohre und Beobachtung der im vorstehenden erläuterten Voraussetzungen für den rationellen Betrieb von Widderanlagen. Werden mehrere Widder bei vorhandenem grofsem Gefälle der betr. Quellen unter wiederholter Ausnutzung dieses Gefälles einer unterhalb des anderen eingebaut, so können die betr. Steigleitungen so miteinander verbunden werden, dafs vom obersten Widder nur noch eine einzige zur Ortschaft geführt wird. Selbstredend müssen die Leitungsquerschnitte von Widder zu Widder bezw. zum Orte entsprechend grofs gewählt werden, so dafs der Druckhöhenverlust ein minimaler wird.

Schematische Darstellung der Wirkungsweise eines hydraulischen Widders.

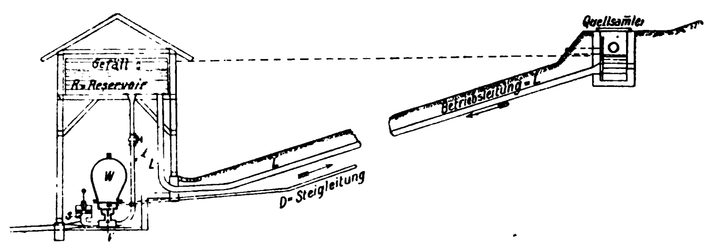


Fig. 15.

R ist das Reservoir, welches sein Wasser vom Quellensammler erhält (Bach, Teich etc.), falls Widder nicht für Wasserversorgungsanlagen dienen soll,
L bezw. *L* I ist die Leitung für das Betriebswasser des Widders,
V ist das Wassereintrittsventil in den Windkessel *W*,
S bezeichnet das Stofsventil und *D* die Steig- oder Druckleitung,
O ist eine Öffnung bezw. Hahnen für Zufuhr von Luft.

Die Verteilung des durch Widderanlagen geförderten Wassers erfolgt in gleicher Weise, wie bei Leitungen mit natürlichem Gefäll.

Dafs auch Springbrunnen, Wiesenbewässerungen etc. mittelst Widderanlagen hergestellt werden können, sei noch kurz erwähnt.

69. Die Projektierung des eigentlichen Druckrohrnetzes.

a) Allgemeines.

Ein eingangs von Teil II durchgeführtes Beispiel hat gezeigt, dafs bei 7 Sek.-Litern Wasser durch Einschaltung eines Hochreservoires mit 400 cbm Wasserinhalt eine kleine Stadt durch eine Hochquellenleitung versorgt zu werden vermag, und dafs der Tagesbedarf grofse Schwankungen aufweist, welche dadurch ausgeglichen werden, dafs das Reservoir zu zeiten höchsten Bedarfes Wasser von seinem Überschusse abgibt. Es ist daher, wie dort schon erwähnt wurde, klar, dafs die Rohre für den höchsten Wasserverbrauch zu berechnen sind, damit nicht die Druckhöhe bei erhöhter Wasser-

geschwindigkeit zu stark herabsinkt. Um insbesondere bei Feuersgefahr hinreichend Wasser unter starkem Drucke zu erhalten, sind im vorausgehenden und im weiterem Verfolge des begonnenen Beispieles Rohre mit 200 mm Lichtweite vorgesehen worden, welche bei einer Wassergeschwindigkeit von 0,5 m sekundlich 15,708 Liter Wasser fördern. Diese Menge soll nun in der Stadt tunlichst dem Bedarfe entsprechend verteilt werden, weshalb vorteilhaft Konsumaufnahmen der Rohrdurchmesserbestimmung vorausgehen. Es empfiehlt sich nicht, Rohre unter 80 mm Lichtweite in kleineren Strafsen zu wählen, schon in Hinsicht auf die Speisung der Hydranten.

b) Die Systeme eines Rohrnetzes.

Man unterscheidet im allgemeinen zwischen Zirkulationsleitungen und solchen nach dem Verästelungssysteme.

Letzteres verzweigt sich, wie schon der Name besagt, in eine Reihe von Endsträngen, die erst von dem Hauptrohre, dann von den Nebensträngen ausgehen, ohne dafs die so entstehenden Endpunkte miteinander verbunden würden.

Zirkulationsleitungen führen wieder an ihren Ausgangspunkt zurück, so dafs jede Strafse ihr Wasser von zwei Seiten erhält.

Letzteres System ist vorzuziehen, da eine Schlammansammlung am Ende der Leitung vermieden ist, die Wasserentnahme geringere Druckschwankungen verursacht, eine Erwärmung des Wassers oder Einfrierungsgefahr verhindert wird und bei Rohrbrüchen etc. Störungen in dem Wasserbezuge auf das geringste Mafs beschränkt werden können Allein nur in seltenen Fällen ist es ohne bedeutende Mehrkosten möglich, eine vollständig geschlossene Zirkulationsleitung herzustellen. Man ist daher meist gezwungen, beide Systeme gleichzeitig zur Anwendung zu bringen und z. B. in langen über die Peripherie der Stadt sich weit hinausziehenden Strafsen sogenannte End- oder tote Stränge einzubauen und dieselben am Schlusse der Leitung mit einem Hydranten zu versehen, der eine Entschlammung des Stranges

zuläſst. Am tiefsten Punkte des Rohrnetzes ist auch bei Zirkulationsleitungen eine Entschlammungsleitung mit Absperrschieber vorzusehen, nötigenfalles auch mehrere solche.

Hydranten können, wie erwähnt, gleichfalls zur Entschlammung benutzt werden, und ist bei deren Verteilung auch diesem Umstande Rechnung zu tragen.

c) Bestimmung des Rohrnetzes.

Es wurde im vorausgehenden erwähnt, daſs die Verteilung des Wassers durch entsprechende Wahl der Rohrdurchmesser eine möglichst gleichmäſsige, d. i. dem Konsum entsprechende, sein soll. Sind keine Zirkulationsstränge vorhanden, so lassen sich die einzelnen Rohrdurchmesser auf Grund der Tabelle I 1 und der vorausgegangenen Konsumaufnahme leicht bestimmen. Aber auch hier schon ist man genötigt, nicht die rechnerisch bestimmten oder aus der Tabelle entnommenen Rohrdurchmesser zu wählen, sondern gröſsere, da die zur Zeit der Konsumaufnahme vorhandenen Gewerbe vielfach wechseln, durch Auf- oder Neubau in den einzelnen Straſsen eine dichtere Bevölkerung entsteht etc. Das gleiche gilt von Zirkulationsleitungen, die allerdings eine reichlichere Wasserentnahme gestatten, im übrigen jedoch trotz schärfster Berechnung, oder vielleicht gerade infolge der letzteren, ebenfalls ungenügend ausfallen können. Es ist daher rätlich, sich mehr auf praktische Erfahrungen als auf eine schwierige und dem Wasserbedarfe nur selten entsprechende hydromechanische Rohrbestimmung zu verlassen und die Rohre im allgemeinen so groſs zu wählen, daſs bei ernstester Brandgefahr immer noch reichlich Wasser unter einem starken Drucke vorhanden ist. Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet spielt der normale Wasserverbrauch nur eine nebensächliche Rolle und ist für die Projektierung in erster Linie die Frage maſsgebend: wie viele Hydranten hat der betreffende Rohrstrang zu speisen, bezw. wie groſs ist deren Zahl anzunehmen, damit bei dringender Gefahr das Feuer wirksam bekämpft werden kann. Ist diese Frage beantwortet, so ist auch die hierzu erforderliche Wassermenge leicht zu berechnen, und wird zu dieser lediglich der nor-

male Verbrauch geschlagen. Es sollen aus diesen Gründen Rohre unter 80 mm Lichtweite auch in den unbedeutendsten Seitensträngen nicht verwendet werden. Bei einem rationellen Projekte ist daher in erster Linie die Zahl und Lage der Hydranten, wenn möglich im Benehmen mit dem Kommandanten der Feuerwehr festzusetzen, Bedacht darauf zu nehmen, dafs auch von abzweigenden Rohrsträngen Hydranten für die betreffende Strafse verwendbar gemacht werden, ehenso ob nicht von Parallelstrafsen aus die Rückseite der Gebäude in Angriff genommen werden kann etc. Dafs ein derartiges Vorgehen nötig ist, soll durch ein Beispiel erläutert werden:

Eine Strafse von 400 m Länge hat einen Wasserbedarf von 0,6 l sekundlich und sind hierfür Rohre mit 80 mm Lichtweite gewählt, welche angenähert bei 0,6 m Sekundengeschwindigkeit 4,0 l Wasser liefern. Das am Ende dieser Strafse gelegene Haus steht in Flammen und sind 2 Hydranten in Tätigkeit. Die durch das Reservoir gegebene mittlere Druckhöhe beträgt 4,0 Atm. oder 40 m am tiefsten Punkte der Stadt.

Ein Hydrant beansprucht bei einem Strahlrohre von 15 mm Lichtweite pro Stunde ca. 12,5 cbm = 3,5 Sek.-Liter und 2 solche 25 cbm oder rund 7 Sek.-Liter. Hierzu der normale Verbrauch mit 0,6 l, im ganzen ist daher der Bedarf 7,6 Sek.-Liter. Um diese Menge der Rohrleitung zuzuführen, mufs das Wasser mindestens eine Geschwindigkeit von 1,5 m sekundlich annehmen. Der Druckhöhenverlust wird dabei 3,17 pro 100 m und für 400 solche 12,68 m. Die betreffende Strafse liegt vielleicht um 6 m über der tiefsten Stelle der Stadt, so dafs die Druckhöhe weiters um diese Zahl vermindert wird. Das Haus selbst mifst bis zum Giebel 15 m, die Wirkung des frei emporgetriebenen Wasserstrahles wird durch den Widerstand der atmosphärischen Luft um ca. $^1/_8$ reduziert, im gegebenen Falle vielleicht um 2 m, der Gesamtdruckverlust wird daher $12{,}68 + 6 + 15 + 2 = 35{,}68$ oder rund 36 m, so dafs 0,4 Atm. wirksam werden, was natürlich viel zu wenig wäre. Würde die Öffnung eines dritten Hydranten nötig, so müfste die Druckhöhe vollständig versagen.

Eine derartige Anlage wäre also unzulässig, und müfsten unter solchen Umständen gröfsere Rohre gewählt werden, welche einen geringeren Druckhöhenverlust nach sich ziehen.

In den Darstellungen über die Wasserkraftanlagen, Teil I Seite 50 wurde bereits erörtert, in welcher Weise der Druckhöhenverlust h_I zu berechnen ist, und zwar mittels der Formel $h_I = 1 + \xi + \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$. Dort ist auch erwähnt, dafs bei längeren Leitungen der Wert von $1 + \xi$ vernachlässigt werden kann, wenn der Einlauf in die Rohre trichterförmig verbreitert ist, wobei der Wert des Coeffizienten ξ von 0,505 auf 0,08 herabsinkt.

Diese Voraussetzung trifft jedoch bei Wasserversorgungsanlagen fast niemals ein, und ist daher bei kurzen Leitungen, falls die Wassermenge oder die Geschwindigkeit gesucht werden soll, welche bei einem vorhandenen Gefälle und ebensolchen lichten Durchmesser eine Rohrleitung durchfliefst, die Formel zu benutzen:

$$1.\quad v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}}}$$

und

$$2.\quad Q = \frac{d^2 \pi}{4} \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}}}$$

Wird v gesucht und die Formel für λ nach Weifsbach angenommen, so erhält man eine komplizierte Gleichung, da der Wert von λ von dem Genannten als abhängig von der Wassergeschwindigkeit angenommen ist, indem die betr. Formel lautet:

$$\lambda = 0{,}01\,439 + \frac{0{,}009\,471}{\sqrt{v}}$$

so dafs das gesuchte v auch unter dem Wurzelzeichen erscheint.

Darcy gründet seine Formel darauf, dafs v direkt vom Rohrdurchmesser d beeinflufst sei und gibt die Formel:

$$\lambda = 0{,}01\,989 + \frac{0{,}0005\,078}{d}$$

Mit Hilfe letzterer Formel für λ sind die obigen Gleichungen 1 und 2 direkt ohne Schwierigkeiten auflösbar, da mit Ausnahme von λ die einzelnen Buchstabenwerte sämtlich als bekannt vorausgesetzt sind, nämlich der Rohrdurchmesser und das Gefälle, welche bei derartigen Berechnungen gegeben sind, oder beliebig gewählt werden können.

Ist z. B. eine Leitung bei 2,8 m Gefälle 1800 m lang und der Rohrdurchmesser 150 mm, so wird:

$$v = \frac{\sqrt{19{,}62 \cdot 2{,}8}}{\sqrt{1 + 0{,}505 + \lambda \cdot \frac{1800}{0{,}15}}}$$

$$\lambda = 0{,}01\,989 + \frac{0{,}0\,005\,078}{0{,}15} = 0{,}0232$$

$$v = \frac{\sqrt{19{,}62 \cdot 2{,}8}}{\sqrt{1 + 0{,}505 = 0{,}0232 \cdot \frac{1800}{0{,}15}}} = \frac{7{,}41\,200}{16{,}7304} = 0{,}443$$

$$Q = 0{,}443 \cdot 0{,}15^2 \cdot 0{,}7854 = 0{,}443 \cdot 0{,}01\,767 = 7{,}83 \text{ Sek.-Liter.}$$

Gegenüber dem Ergebnisse, welches sich berechnet, wenn das λ von Weifsbach in der Gleichung eingesetzt würde, erscheint die Geschwindigkeit v zu hoch und demgemäfs auch die Wassermenge Q. Vergleicht man die Tabelle I 2 mit dem eben erhaltenen Resultate, so zeigt sich das sehr genau. Das Gefälle von 2,8 m auf 1800 m Länge ergibt pro 100 m $\frac{2{,}8}{18} = 0{,}1555$ m.

Die Tabelle ergibt für $v = 0{,}4$ m und $d = 0{,}15$ einen Druckhöhenverlust von 0,1596. Die der ersteren Zahl entsprechende Geschwindigkeit ergibt sich durch eine einfache Proportion $0{,}1555 : 0{,}1596 = x : 0{,}4 =$ rund 0,39 m, während oben 0,443 m ausgewiesen sind. Die Wassermenge Q wäre bei $v = 0{,}39$, $Q = 0{,}01\,762 \cdot 0{,}39 = 6{,}87$ Sek.-Liter. Die zutage tretende Differenz ist eine ziemlich beträchtliche, und zwar um so mehr, als bei Benutzung der Tabelle der Wert von $1 + \xi$ nicht berücksichtigt ist.

In der Praxis wird für Wasserversorgungsanlagen ein mittlerer Wert für λ von 0,025 häufig gewählt.

Während λ nach Darcy mit 0,0232 ermittelt wurde, ergibt sich für $v = 0{,}39$ nach Weifsbach folgendes:

$$\lambda = 0{,}01439 + \frac{0{,}009\,471}{\sqrt{0{,}39}} = 0{,}02\,956.$$

Nachdem ein bestimmter Anhaltspunkt darüber nicht besteht, welche von beiden Formeln der Wirklichkeit am nächsten kommt, wird es sich vielleicht empfehlen, den mittleren Wert aus beiden Berechnungen von λ zu wählen, das ist 0,0264, wenn nicht vorgezogen wird, die ungünstigeren Resultate nach der Formel von Weifsbach zu wählen, die wohl zu etwas grofsen Rohrlichtweiten führen, dagegen jede Enttäuschung nach Fertigstellung der Anlage ausschliefsen. Aus dieser Erwägung würde meinerseits die Tabelle I 2 nach den Angaben des Letztgenannten berechnet. Dieselbe bietet daher eine vollständige Sicherheit, so dafs allenfallsige Mehrkosten nicht in Betracht kommen, zudem als einerseits die Quellschüttungen veränderlich sind, anderseits bei Druckrohrsträngen der Wasserbedarf niemals genau festgestellt werden kann.

Aus dem Seite 143 aufgeführten Beispiele ist zu entnehmen, dafs auch bei grofsen Hochreservoiren, welche sonst die Entnahme reichlicher Wassermengen bei beliebiger Geschwindigkeit des Wassers gestatten, ein Zeitpunkt eintritt, woselbst das Wasser in einer bestimmten Höhe nicht mehr zum Auslaufe gelangt.

d. Darstellung der Piezzometerstände.

Man hat daher die einzelnen Strafsenzüge auf diesen Fall zu untersuchen und unter der Zugrundelegung der höchsten Wasserentnahme sowohl als der normalen die sog. Piezzometerstände in den Längenprofilen einzuzeichnen.

Dieselben geben den Druckhöhenverlust sowohl bei der normalen Wassergeschwindigkeit, die gewöhnlich nicht unter 0,4 m sekundlich gewählt wird, bei Bezeichnung der Wassermenge, welche unter dieser Geschwindigkeit geliefert wird, als auch bei mittlerem und höchstem Wasserverbrauche und der alsdann nötig werdenden Wassergeschwindigkeit an.

Die Horizontale, unter welche die einzelnen Drucklinien herabsinken, wird zweckmäſsig vom zulässigen niedrigsten Wasserstande im Hochreservoir ausgezogen. Liegt die Stadt in unebenem Gelände, so ist jede Straſsenhöhe, welche sich wesentlich über den tiefsten Punkt der Stadt erhebt, im Längenprofil darzustellen.

Der Druckhöhenverlust wird bekanntlich durch die Länge der Leitung beeinfluſst, es ist also auch die Straſsenlänge neben der Erhebung der Straſse über den tiefsten Punkt der Stadt ersichtlich zu machen.

Auf solche Weise kann der in jeder Straſse vorhandene wirkliche Druck bei kleinster, mittlerer und gröſster Wasserentnahme direkt dem Längenprofile entnommen werden.

Je nach den örtlichen Verhältnissen ist daher zu dem normalen Verbrauche ein Zuschlag für die Tätigkeit von 2 bzw. 3 oder mehr Hydranten zu machen.

Man geht also vom Hochreservoir, und zwar vom tiefsten Wasserstande aus, und betrachtet diese Linie als Horizont für die Piezzometerlinien, unter welchen letztere herabsinken.

Ist die Zuleitung zur Stadt z. B. 1400 m lang und sind Rohre mit 200 mm Lichtweite vorhanden, so fördern diese bei 0,5 m Geschwindigkeit des Wassers 15 Sek.-Liter, d. i. beispielsweise den normalen Tagesverbrauch. Die vorbezeichnete Horizontale liege z. B. 60 m über dem tiefsten Punkte der Stadt. Der Druckhöhenverlust wird dabei pro 100 m 0,177 m und für 1400 m = 2,478 oder rund 2,5 m, die Druckhöhe beim Beginne des Rohrnetzes selbst ist also 60 — 2,5 = 57,50 m. Die darzustellende Linie senkt sich daher auf die Länge des betr. Rohrstranges, welche im Profile ersichtlich zu machen ist, um 2,5 m unter die Horizontale des tiefsten Wasserstandes im Hochreservoir herab.

Als zweite von gleichem Punkte ausgehende Linie wählt man meist $v = 1$. In diesem Falle liefert die gleiche Leitung bereits 31,416 Sek.-Liter, und wird der Druckhöhenverlust 0,608 pro 100 m und daher für 1400 m = 8,51 oder rund 8,50 m, um welche Höhe die zweite Linie an ihrem Ende unter die Horizontale herabsinkt. Der Druck am Ende dieser Leitung ist daher 60 — 8,5 = 51,5 m.

Unter normalen Verhältnissen wird für eine Stadt mit 4000 Einwohnern die letztgenannte Wasserentnahme bereits als Maximum zu betrachten sein, wenn 15 Sek.-Liter unter gewöhnlichen Verhältnissen als höchster Tagesbedarf angenommen werden, da für Feuersgefahr alsdann bei gefülltem Reservoir zu 400 cbm und stetem Zulauf des vorhandenen Wassers in dasselbe längere Zeit hindurch 16,4 Sek.Liter zur Verfügung stehen, mit welchen 5 Hydranten angenähert $5^1/_2$ Stunden lang gespeist werden können. Die Druckhöhen am Ende der betr. Leitung werden in das Längenprofil eingeschrieben, ebenso die Wassermenge und die Wassergeschwindigkeit, unter welcher dieser Druckverlust entsteht. Diese Angaben werden über der betr. Druckhöhenlinie verzeichnet:

im ersten Falle z. B. $v = 0,5$ $Q = 15,0$ l sekundlich,
» zweiten » » » $v = 1,0$ $Q = 31,4$ » »
$v = 1,5$ $Q = 47,1$ » »

Die an den Hauptrohrstrang anschliefsenden Seitenstränge werden in gleicher Weise graphisch dargestellt; sie gehen jedoch nicht vom Horizonte für die Piezzometerlinie, sondern am Ende jenes Druckrohrstranges, von welchem die betr. Leitung abzweigt, bzw. von einem zweiten Horizonte aus, welcher unterhalb des ersten die Druckhöhe vor dem Stadtrohrnetze als Horizontale angibt. Häufig wird in der Darstellung der Piezzometerlinien die Druckleitung vom Hochreservoir bis zum Verteilungspunkte gesondert gezeichnet.

Es ist nicht rätlich, eine Wassergeschwindigkeit von mehr als 1,5 m pro Sekunde zu beanspruchen, da sonst beim Schliefsen der Hydranten leicht starke Stöfse entstehen, welche Rohrbrüche veranlassen können. An und für sich kann bei gröfseren Hochreservoiren Wasser mit jeder Geschwindigkeit, also in reichlichster Menge entnommen werden, da ja diese Geschwindigkeit direkt von der Wasserentnahme abhängt. Praktisch ist bei Aufstellung eines Projektes die Wahl einer Maximalgeschwindigkeit über 1,5 m nicht rätlich, damit die Rohre nicht zu klein ausfallen. Das vorausgegangene Beispiel Seite 143 zeigt, dafs es un-

zulässig ist, zu kleine Rohre und allzugrofse Geschwindigkeiten anzunehmen, indem der Druckhöhenverlust in diesem Falle so grofs werden kann, dafs das Wasser in einer gewissen Höhe nicht mehr zum Ausflusse gelangt.

Mittels der graphischen Darstellung der Piezzometerlinien für die einzelnen Strafsen läfst es sich sofort erkennen, ob die Rohrdurchmesser richtig gewählt wurden, wenn auf Grund der vorhandenen Hydranten und der Konsumaufnahmen der höchste Wasserverbrauch für den fraglichen Rohrstrang ermittelt ist. Man hat daher bei der Projektierung der einzelnen Rohrlichtweiten nur nötig, sich die geringste für diese Wasserentnahme zulässige Druckhöhe festzulegen, dieselbe in den graphischen Darstellungen einzuzeichnen und zu beachten, ob man mit dem der Tabelle I entnommenen Rohrdurchmesser bei der erforderlichen Wassermenge und der für diese nötigen Geschwindigkeit nicht unter diese Höhe hinabsinkt, in welchem Falle die lichte Rohrweite zu vergröfsern ist. Beispiel:

Das Hochreservoir einer Stadt liegt in einer Höhe, dafs der höchste Wasserstand 63, der niedrigste 61 m sich über dem Platze vor dem Rathause befindet, welcher die mittlere Strafsenhöhe angibt. Die Rohrlichtweite vom Hochbehälter bis dorthin ist auf 200 mm festgesetzt, die bei der normalen Geschwindigkeit von 0,5 m pro Sek. abfliefsende Wassermenge ist rund 15 Sek.-Liter. Die Länge dieser Leitung ist 1750 m. Der Druckhöhenverlust pro 100 m ist nach Tab. I 2 unter diesen Voraussetzungen = 0,1771 und für die angegebene

Länge $= \frac{1750 \cdot 0,1771}{100} = 3,099$ oder rund 3,1 m.

Die Piezzometerlinie senkt sich daher bis dorthin vom Horizonte 61,0 auf 57,9 m ab. Vom Rathause zweigt eine Strafse seitlich ab, welche 500 m lang ist, schon am Anfange beginnend um 4 m steigt und deren bauliche Verhältnisse eine Druckhöhe von 35—40 m bedingen, sollen die höchsten Giebel noch wirksam mit Wasser überschüttet werden können.

Die betr. Strafse benötigt für gewöhnlich 0,7 Sek-Liter. Bei einem ausgedehnten Brande fallen 4 Hydranten in Be-

tracht. Wie grofs ist der Rohrdurchmesser für den betr. Strang zu wählen?

Der Druckhöhenverlust vom Hochbehälter an gerechnet beträgt bis zur betr. Strafse 3,1 m und ist die Druckhöhe an deren Beginn 57,9 m. Nachdem 40 m im ganzen verbleiben sollen, sind rund 18 m noch verfügbar. Von diesen ist die Höhe der Strafsensteigung mit 4 m in Abzug zu bringen, so dafs noch 14 m übrig bleiben. Durch das Passieren der Schlauchleitung und den Druck der atmosphärischen Luft auf das aus dem Strahlrohre aufsteigende Wasser entsteht zwar noch ein weiterer Widerstand, der jedoch durch die Annahme einer Druckhöhe von 35—40 m bereits berücksichtigt ist, da der Giebel des höchsten Hauses sich nicht über 22 m — von der Strafse aus gerechnet — erhebt. Bei 500 m darf daher der Druckhöhenverlust pro 100 m 14 : 5 = 2,8 m nicht überschreiten.

Die Wassermenge, welche erforderlich ist, um 4 Hydranten zu speisen und den normalen Konsum zu decken, ist 14,7 Sek-Liter. Eine entsprechende Quantität, u. z. 15,33 Sek-Liter, liefern Rohre mit 125 mm Lichtweite unter der Geschwindigkeit von $v = 1{,}25$ m (siehe Tabelle I 1 u. 2). Der Druckhöhenverlust wird dabei pro 100 m 1,4565 oder 1,46 m, erfüllt daher die vorausgehende Bedingung. Die nächst kleineren im Handel befindlichen Rohre haben einen lichten Durchmesser von 100 mm. Diese liefern das nötige Wasser von ca. 15 Sek.-Liter erst bei einer Geschwindigkeit von 2 m, bei welcher der Druckhöhenverlust bereits 4,3 pro 100 m würde, daher viel zu hoch ist.

Wenn auch anscheinend der Rohrdurchmesser von 125 mm günstig bemessen wurde, so ist doch durch das gegebene Beispiel bewiesen, dafs eine scharfe Berechnung der Lichtweite schon daran scheitert, dafs die Rohre nicht in beliebiger Gröfse erhältlich sind, also fast regelmäfsig zu grofs gewählt werden müssen.

Nun kommt aber für das gegebene Beispiel noch in Betracht, dafs während des Betriebes der Hydranten der Hauptrohrstrang um 7 bis 8 Sek-Liter Wasser mehr zu liefern hat, wodurch eine Geschwindigkeit von 0,8 statt 0,5 m pro

Sekunde eintritt, welche 7,2 statt 3,1 m Druckhöhenverlust bedingt, so dafs der gesamte sich berechnet wie folgt:

$14-(4{,}1 + 5 \cdot 1{,}46) = 2{,}60$ m, welche als Überschufs über die geforderte Druckhöhe von 40 m verbleiben, also ein derartig kleiner, dafs unter die gewählte Rohrdimension auch dann nicht mehr herabzugehen wäre, wenn zwischen den beiden genannten Rohrgattungen noch eine weitere im Handel wäre.

Wird in der angegebenen Weise Strang um Strang festgesetzt und sind im Längenprofile die Piezzometerstände richtig verzeichnet, so kann das betr. Projekt als durchaus rationell bezeichnet werden, da alsdann die Anlage den höchsten Anforderungen entspricht.

70. Berechnung der einzelnen Rohrstränge.

Zu beachten ist dafs die Berechnung oder Aufsuchung der Druckhöhenverluste von Strang zu Strang unter Berücksichtigung der jeweiligen Durchmesser und der zunehmenden Länge zu erfolgen hat.

Dafs man jedoch nicht allzuängstlich zu verfahren hat und die Lage jedes Hydranten nicht vorher einzumessen braucht, soll ausdrücklich erwähnt werden. Wie schon das vorausgegangene Beispiel zeigte, genügt es vollständig, den letzten Hydranten, der ohnedies fast immer an der Strafsenkreuzung einzubauen ist, auf seine Druckhöhe zu berechnen. Ist diese angenähert richtig, so müssen die vorausgegangenen Hydranten den gestellten Anforderungen von selbst genügen, da bei denselben der Druckhöhenverlust ein kleinerer ist.

Es darf auch nicht aufser acht gelassen werden, dafs bei offenem Bausystem, bei welchem die Häuser 10—20 m und darüber von einander entfernt sind, die Feuersgefahr eine wesentlich geringere wird, und man sich fast in allen Fällen — von starken Stürmen abgesehen — darauf beschränken kann, das brennende Haus in Angriff zu nehmen und das nächste, vielleicht auch noch das folgende vor dem Winde gelegene Haus zu bespritzen, um die Dachung etc. vor Flugfeuer zu sichern. In solchen Fällen stehen die

Hydranten gewöhnlich in gröfseren Abständen voneinander, und kommen höchstens 2 solche zu gleicher Zeit in Verwendung. Diese fallen alsdann auch bei Bemessung der Rohrstränge einzig in Betracht, und zwar, wie erwähnt, die beiden letzten. Im Innern der Stadt liegt die Sache meist ungünstiger und sind sämtliche in die einzelnen Stränge eingebauten Hydranten zu berücksichtigen. Wenn für eine Strafse eine Rohrlichtweite von 80 mm vorgesehen wird, so dürfen in diese nicht mehr als 2 Hydranten eingebaut werden, insoferne geschlossenes Bausystem vorhanden ist, da diese bei $v = 1{,}5$ m 7,54 Sek.-Liter Wasser liefern, also ebensoviel, als die beiden Hydranten benötigen. Wird eine solche Leitung von einer zweiten, welche einen gröfseren Durchmesser besitzt, gekreuzt, so kann unter Umständen die Fortsetzung des 80 mm-Stranges jenseits dieser Kreuzung wieder 2 Hydranten erhalten. Dieser Fall ist jedoch zu untersuchen, während im übrigen nur die äufsersten Hydranten auf ihre Druckhöhe zu bestimmen sind, wenn, wie gesagt, für den erwähnten Rohrdurchmesser nur 2 Hydranten in Frage kommen.

Obwohl sich im allgemeinen jedes Wasserleitungsprojekt auf Grund der lokalen Verhältnisse anders gestaltet, glaube ich doch durch Vorführung eines Beispieles die Arbeit der Projektsaufstellung erleichtern zu können. Es ist dabei unnötig, die gesamte Anlage zu bestimmen, und es genügt, zwei oder drei Röhrenfahrten festzusetzen, da alle übrigen in der gleichen Weise berechnet werden.

In nebenstehender Skizze ist die Wasserversorgung einer kleineren Stadt mit Pumpenbetrieb, Hoch- und Saugbehälter veranschaulicht. Das Wasser ist aus einem Brunnen entnommen gedacht, der 7 Sek.-Liter in maximo liefert. Die betr. Leitung zum Saugbehälter ist punktiert dargestellt.

Der Hauptplatz, welcher ca. 50 m breit ist, besitzt zwei Rohrstränge. Die Leitung *a* vom Hochreservoir zum Hauptknotenpunkte, das ist bis zum Übergange in die Leitung *b*, hat 200 mm Lichtweite und ist mittels Doppellinie gekennzeichnet. Der Strang *b* führt mit durchwegs 175 mm Lichtweite zur Pumpstation und ist in der gleichen Weise ersichtlich

Fig. 16.

Auszug aus der Tab. I 1 und 2 für die sämtl. vorkommenden Rohrgattungen.

lichter Rohrdurchmesser	$v = 0{,}5$ m (normal)		$v = 1{,}0$ m		$v = 1{,}5$ m (maximal)		Bemerkungen
	h I = pro 100 m	Q = Liter	h I = pro 100 m	Q = Liter	h I = pro 100 m	Q = Liter	
mm							
200	0,177	15,70	0,608	31,42	1,269	47,12	Als Minimaldruckhöhe in der Leitung sind am höchsten Punkte des Ortes noch 35 m vorzusehen. Wasserstand im Hochbehälter = 61 m über Strang b.
175	0,202	12,03	0,695	24,05	1,450	36,08	
150	0,236	8,84	0,811	17,67	1,691	26,51	
125	0,283	6,13	0,973	12,27	2,030	18,40	
100	0,354	3,93	1,216	7,85	2,537	11,78	
80	0,443	2,51	1,520	5,03	3,172	7,54	

Länge der Hauptrohrstränge a und b bis zu den einzelnen Abzweigungen:

a. vom Hochbehälter

bis $x = 1500$ m
» $m = 1570$ »
» $\delta = 1600$ »
» $\alpha = 1640$ »
» $z = 1670$ »
» $e = 1700$ »
» $b = 1750$ »

b. vom Knotenpunkte bis Pumpstation insgesamt 900 m von der Pumpstation

bis $l = 350$ m
» $\beta = 370$ »
» $u = 380$ »
» $v = 420$ »
bis $i = 460$ »
» $h = 610$ »
» $n = 650$ »
» $K.P. = 900$ »

gemacht. Die Hydranten sind durch kräftige Punkte markiert. In der folgenden Übersicht der hier zu untersuchenden Stränge ist die Buchstabenbezeichnung für Strafsen mit offenem Bausystem unterstrichen.

Der Übersichtlichkeit halber empfiehlt es sich, den unter der Skizze vorgetragenen Auszug aus Tabelle I 1 und 2 für jedes Projekt anzufertigen. Die Skizze ist aufser Mafsstab dargestellt, und sind daher die Entfernungsmafse beliebig gewählt. Für die Projektierung genügt das Abgreifen der Längen aus den Steuerblättern.

Da die langen Endstränge mit 80 mm Lichtweite den gröfsten Druckhöhenverlust bedingen, sollen zunächst die Teilstrecken m und $\underline{r}$, ferner u und $\underline{t}$, sowie a und $\underline{x}$, untersucht werden. Der Strang w, welcher der Pumpstation ziemlich nahe liegt, kann hier als nebensächlich entfallen.

Es kommen daher aufser den Hauptsträngen in Betracht:

Die	Strecke	$\underline{x}$	Länge	350 m,	norm.	Wasserverbr.	1,10	Sek.-L.
»	»	m	»	420 »	»	»	0,02	»
»	»	$\underline{r}$	»	450 »	»	»	0,09	»
»	»	n	»	210 »	»	»	0,08	»
»	»	u	»	190 »	»	»	0,01	»
»	»	$\underline{t}$	»	320 »	»	»	0,04	»

1. Strecke $\underline{x}$, welche den höchsten Wasserverbrauch aufweist und bei offenem Bausystem an einer industriellen Anlage endet.

Der Hauptstrang a ist bis $\underline{x}$ 1500 m lang. In Betracht zu ziehen sind höchstens 2 Hydranten als gleichzeitig im Betriebe.

Der Wasserbedarf ist daher $7 + 1{,}10 = 8{,}10$ in maximo.

Die Stadt selbst benötigt normal 5 Sek.-Liter. Die Geschwindigkeit im Strange a bleibt daher unverändert, da derselbe 15,7 l bei $v = 0{,}5$ m liefert, denen im Brandfalle $5 + 8{,}1 = 13{,}1$ als Verbrauch gegenüberstehen.

Der Druckhöhenverlust in $a = 15 \cdot 0{,}177 = 2{,}66$ m.

Der Strang x hat 100 mm Lichtweite und fördert bei $v = 1$ bereits 7,85 Sek.-Liter, bei $v = 1{,}5$ m 11,78 Sek.-Liter.

Der Piezzometerstand bei der Abzweigung von $x = 61 - 2{,}66 = 58{,}34$, h_l im Strange $x = 3{,}5 \cdot 3{,}93 = 13{,}76$ m. Die Steigung bis zum Endhydranten beträgt 8,48 m. Der dort vorhandene Druck daher $58{,}34 - (13{,}76 + 8{,}48) = 36{,}10$ m, was genügt, insbesondere, da die Wassergeschwindigkeit $v = 1{,}5$ m viel zu grofs gewählt wurde und bei $v = 1{,}25$ bereits 9,82 Sek.-Liter Wasser fliefsen, also noch mehr als einschliefslich zweier Hydranten nötig ist. Die Druckhöhe würde daher in Wirklichkeit wesentlich günstiger, nämlich $58{,}34 - (6{,}37 + 8{,}48) = 42{,}49$ m.

2. Leitung *a*, *m*, *r*,

Strang *a* bis *m* = 1570 m lang.

Piezzometerstand bei $m = 15{,}7 \cdot 0{,}177$, bei $v = 0{,}5$ für *a* und $15{,}7 \cdot 0{,}608$ bei $v = 1$ für *a*.

Es kommen für den ersten Teil der Strecke *m*, d. i. bis zum Strange *e* zwei Hydranten in Betracht, ein dritter ist in *e* selbst eingebaut, während für den Rest von *m* nur zwei zu berücksichtigen sind, weshalb die erforderliche Wassermenge $7 + 0{,}2 = 7{,}2$ Sek.-Liter beträgt.

v im Strange *a* kann daher mit 0,5 m sekundlich angenommen werden, so dafs der Piezzometerstand bei $m = 61 - (15{,}7 \cdot 0{,}177) = 58{,}22$ m ist. Der Rohrstrang *m* hat 125 mm Lichtweite und ist 420 m lang; h_l daher bei $v = 1$ $0{,}973 \cdot 4{,}20 = 4{,}09$. Der Piezzometerstand am Ende von $m = 58{,}22 - 4{,}09 = 54{,}11$.

Die Wassermenge, welche bei $v = 1$ die Leitung von 125 mm Lichtweite durchfliefst, ist 12,27 Sek.-Liter, wäre also auch für 3 Hydranten genügend, ebenso entspricht auch die vorberechnete Druckhöhe mit 54,11 m, welche den Piezzometerstand für den dort beginnenden Strang *r* angibt. Dieser ist 450 m lang, hat 80 mm Lichtweite und sind wiederum maximal 2 Hydranten als beansprucht vorzusehen.

Für die in Betracht zu ziehende Wassermenge von $7{,}0 + 0{,}09 =$ rund 7,1 l ist ein $v = 1{,}5$ m erforderlich, wobei 7,54 l abfliefsen.

$h_l = 4{,}5 \cdot 3{,}172 = 15{,}94$. Die Steigung bis zum Endhydranten beträgt 3,2 m und der Druck dortselbst daher $54{,}11 - (15{,}94 + 3{,}2) = 37{,}97$ m.

Somit ist auch dieser Strang genügend dimensioniert.

3. Leitung *n*, *u*, *t*.

Der Strang *a* bis zum Knotenpunkte ist 1750 m lang.

Die Rohrstrecke $b = 900 - 650 = 250$ m, der Durchmesser 175 mm.

n ist lang 210 m mit 125 mm, $u = 190$ m mit 100 mm und endlich $t = 320$ m mit 80 mm Lichtweite.

Der Piezzometerstand bei der Abzweigung von *b* ist für $v = 0{,}5$ $61 - (17{,}50 \cdot 0{,}177) = 57{,}9$ m. Für *b* beim Beginne von $n = 57{,}9 - (2{,}5 \cdot 0{,}202) = 57{,}39$.

Die Wassermenge, welche *b* bei $v = 0{,}5$ m durchfliefst, beträgt 12 Sek.-Liter, ist also für 3 Hydranten und den normalen Wasserverbrauch hinreichend.

In der Leitung *n* ist diese Anzahl vorgesehen, und besteht die Möglichkeit, dafs sie auch in Funktion tritt.

Es ist daher für *n* die Geschwindigkeit $v = 1$ vorzusehen, so dafs 12,27 l zur Verfügung sind.

Der Piezzometerstand am Ende von *n* ist daher $57{,}39 - (2{,}1 \cdot 0{,}973) = 55{,}35$.

Vom Strange *u* kommt nur die letzte Teilstrecke mit 190 m Länge in Rechnung, der Durchmesser $= 0{,}1$ m. Zu speisen sind 2 Hydranten mit $7 + 0{,}1 = 7{,}1$ Sek.-Liter Wasser, der Piezzometerstand am Ende von *u* bei $v = 1$ m ist daher $55{,}35 - (1{,}9 \cdot 1{,}216 + 4{,}0)$ (4,0 m = Strafsenerhebung) $= 49{,}04$ m.

Die Endstrecke *t* ist der Ausläufer der Stadt in die Landstrafse bei offenem Bausystem, weshalb nur 2 Hydranten in Rechnung zu ziehen sind. Der Wasserverbrauch im ganzen ist $7{,}0 + 0{,}04 = 7{,}04$, die Wasserförderung bei $v = 1{,}5 = 7{,}54$, also genügend. Der Piezzometerstand beim Endhydranten daher $49{,}04 - (3{,}2 \cdot 3{,}172) = 38{,}99$ oder rund 39 m, also ebenfalls hinreichend, vorausgesetzt, dafs die Strafse nicht ansteigt, was nicht angenommen wurde. Sollte dies der Fall sein, so könnte trotzdem der Strang mit 80 mm beibehalten werden, jedoch müfste die letzte Strecke von *u* den gleichen Durchmesser wie *n*, also nicht 100, sondern 125 mm erhalten, wobei der Druckhöhenverlust beträchtlich abnehmen würde.

In der gleichen Weise wird mit allen übrigen Strängen verfahren, und würde beim Strange *w* insbesondere die Abzweigung vom Strange *b* zu berücksichtigen sein, für welchen der Druckhöhenverlust nur bis zur Pumpstation in Betracht fällt, da diese bei Feuersgefahr stets in Betrieb ist.

Weiteres wäre zu untersuchen, wie sich die Wasserverhältnisse für den Strang *d* bzw. *e* gestalten, welcher die Stränge *m*, *a*, *z* und *c* kreuzt, wenn die Wirkung der übrigen Zirkulationsstränge, welche die Wasserlieferung günstig beeinflufsen, aufser Betracht gelassen wird.

Sämtliche zweigen vom Hauptrohrstrange *a* ab, so dafs sie nach der Berechnung von *m* eines weiteren Zuflusses nicht mehr bedürfen. Die Fortsetzung des Stranges *c* über die Kreuzung mit *d* hinaus erhält Wasser vom letzteren, dessen Durchmesser 150 mm beträgt. Eingebaut sind je 2 Hydranten, demnach ist Wasser in Überflufs vorhanden, wie auch die Druckhöhe noch sehr grofs ist. Ein dritter Hydrant ist im anschliefsenden Querstrange γ eingebaut, kommt also nicht in Betracht.

Die gesamte Anlage ist demnach so projektiert, dafs sie allen Anforderungen entspricht. Brandstiftung an allen Ecken und Enden kann natürlich niemals als Grundlage für die Ausarbeitung eines Projektes dienen. Die nicht untersuchten Stränge *f*, *g*, *h*, *i*, *k* etc. unterliegen hinsichtlich der zu fördernden Wassermenge und erforderlichen Druckhöhe ohnedies keinem Zweifel mehr.

Zu prüfen wäre vielleicht noch, wie sich die Anlage gestaltet, wenn, was ja denkbar wäre, am Marktplatze die vorhandenen 5 Hydranten zu gleicher Zeit in Anspruch genommen würden. Dafs der Strang *c* mit zwei Hydranten bei $v = 1{,}5$ m den nötigen Anforderungen genügt, ist zweifellos festgestellt.

5 Hydranten erfordern ca. 17,5 cbm Wasser. Wird, wie bisher, davon abgesehen, dafs auch von der Pumpstation ca. 12 l nach *b* geführt werden, und zwar unter $v = 0{,}5$ m, so hat der Strang *b* 10,5 l beizuführen, welcher Anforderung derselbe bei ebenfalls $v = 0{,}5$ reichlich entspricht, und zwar mit 12,03 l. Im Zuleitungsstrange *a* sind für den Strang *c*

ca. 7 Sek.-Liter zuzuführen, für *b* obige 10,5, somit 17,5. Hierzu der normale Verbrauch mit ca. 5 Sek-Litern, so dafs im ganzen 22,5 Sek.-Liter abzufliefsen haben. Hierzu genügt eine Geschwindigkeit von 0,8 m im Strange *a* mehr als ausreichend, wobei $h_I\,{}^0/_0 = 0{,}41$ und bis zum Strange *c* auf 1700 m = rund 7 m ist.

Im Strange *b* haben alsdann noch 17,5 Sek.-Liter zu fliefsen, welche wiederum bei $v = 0{,}8$ m in mehr als genügender Menge gefördert werden, wobei $h\,{}^0/_0 = 0{,}47$ und auf 250 m = 1,18 wird. Der gesamte Druckverlust beträgt daher nur 7 + 1,18 = 8,18 m, so dafs die Druckhöhe am Ende vom Marktplatze noch 52,8 m beträgt.

Damit jedoch, dafs im allgemeinen der Beweis für ausreichende Rohrdimensionen erbracht wurde, ist jener noch nicht geliefert, dafs die Anlage auch wirklich rationell projektiert ist. Es ist daher in den einzelnen Fällen noch zu prüfen, ob die Rohrdurchmesser nicht z u g r o f s gewählt sind.

Wird in der angegebenen Weise verfahren und ergibt sich, dafs an den äufsersten Endsträngen der Druckverlust nahe auf die zulässige Minimalhöhe herabsinkt, so ist zu prüfen, ob nicht durch Einbau von z. B. 100 mm Strängen an Stelle von 80 mm Leitungen eine Verbilligung eintritt, da grofse Rohre, wie z. B. solche mit 200—300 mm Durchmesser sehr teuer sind. Fallen die erwähnten Endstränge sehr lang aus, so ist selten eine Ersparnis zu erzielen, und besteht bei Verkleinerung des Zuleitungsrohrdurchmessers die Gefahr, dafs die Anlage bei wachsendem Konsum unzureichend wird. Soll diesem Umstande keine Rechnung getragen werden und besteht, wie es ja leider oft der Fall ist, die Ortsbehörde auf einer sehr billigen Leitung, so kann nur dadurch das unter solchen Umständen Mögliche erreicht werden, dafs auf eine grofse Druckhöhe für die Hydranten verzichtet wird, was in Orten, welche flach gelegen sind und keine hohen Gebäude besitzen, sehr wohl möglich ist. Auf alle Fälle darf jedoch die Prüfung, ob die Rohre nicht zu grofs gewählt wurden, nicht unterlassen werden. Sie erfolgt in der bekannt gegebenen Weise ohne

viele Mühe und braucht hier nicht mehr erörtert zu werden. Wird, wie es als nötig bezeichnet wurde, der Piezzometerstand jedes Stranges in das Längenprofil eingezeichnet, so ist die Prüfung der etwa zu grofs gewählten Stränge sehr erleichtert, da zu schwache Absenkungen, bzw. zu starke plötzliche sofort dem Auge sichtbar werden und die erforderliche Abhilfe direkt ersichtlich machen.

Fehlerhaft wäre es, die Querstränge, z. B. den in der Skizze verzeichneten Strang *d*, zu klein zu wählen. Es kann der Fall eintreten, dafs z. B. im Zuleitungsstrange *a* ein Rohrbruch stattfindet, so dafs die Stadt nur von der Pumpstation aus mit Wasser versehen werden müfste. Käme unglücklicherweise noch ein Brandfall abseits des Stranges *b*, z. B. im Strange *r* hinzu, so könnte ein derartiger Fehler verhängnisvoll werden. Zudem sind meist diese Querstränge ziemlich kurz, so dafs der Kostenpunkt keine grofse Rolle spielt.

Dafs bei Oberflurhydranten der Platz für dessen Aufstellung beliebig gewählt werden kann, sei hier noch besonders erwähnt, da dieselben fast niemals direkt auf dem Rohrstrange eingebaut werden, sondern seitlich desselben, was bei Unterflurhydranten nicht der Fall ist. Es kann somit für erstere die günstigste Lage beliebig gewählt werden.

In der beigefügten Skizze ist zwar der Hydrant als auf dem Rohre direkt sitzend dargestellt, und sind somit Unterflurhydranten zum Ausdruck gebracht, allein lediglich der Einfachheit halber, da die Stellung der Hydranten für die Rohrbestimmung unwesentlich ist und nur deren Zahl in den einzelnen Strängen zum Ausdruck gebracht werden sollte. Weiteres über Hydranten findet sich im nächsten Abschnitte. Schliefslich sei noch erwähnt, dafs in einzelnen Fällen, woselbst das Wasser die normale Geschwindigkeit $v = 1$ — bei höchster Wasserentnahme — überschreitet, die Leitung durch Einbau von Windkesseln für die Hydranten vor starken Stöfsen gesichert werden kann.

71. Die einzelnen Bestandteile des Stadtrohrnetzes.

Es ist unter allen Umständen daran festzuhalten, dafs jeder Strang für sich abgesperrt zu werden vermag. Bei

Zirkulationsleitungen hat demnach jede Abzweigung zwei Absperrschieber zu erhalten. Diese Anordnung ist deshalb dringend nötig, weil andernfalls ganze Stadtteile vom Wasserbezuge ausgeschaltet werden müssen, falls in irgend einem Strange eine Reparatur, so z. B. der Ausbau eines Hydranten, Schiebers, der Abschlufs eines Rohrbruches etc. nötig wird. Diese Schieber sind tunlichst direkt hinter dem Abgangsbzw. Abzweigstücke zur Seitenleitung einzubauen.

Dieselben erhalten eine sog. Einbaugarnitur mit verschliefsbarer Strafsenkappe, welche um einige Millimeter tiefer als die Strafsenoberfläche zu liegen hat und auf einer Unterlage aus Eichenholz ruhen mufs. Es ist nur in seltenen Ausnahmefällen zulässig, die Spindel zum Öffnen der Schieber zu verkürzen. Als Norm gilt eine Rohrüberdeckung von 1,5 m, und sind für diese Grabentiefe die Hydranten und Schieber konstruiert. Wesentlich ist es, dafs das obere Ende der beiden letztgenannten Leitungsteile mindestens 5 cm unter der Unterkante der Strafsenkappe liegt, da letztere sonst leicht auf dem oberen Ende der Spindel aufsitzt und dadurch die Gefahr hervorgerufen wird, dafs beim Passieren der Strafsenkappe mit schwerem Fuhrwerk der Schieber oder Unterflurhydrant stark belastet wird, so dafs Flanschenbrüche etc. entstehen. In gröfseren Städten werden die Schieber meist in Schächten eingebaut. Die Lage der Schieber ist durch Einmessung und Bezeichnungstaleln zu kennzeichnen.

Der Übergang von gröfseren Rohren in kleinere erfolgt durch sog. Reduktionsstücke, bzw. Verteilungskästen. Letztere finden meist Anwendung, wenn drei oder mehr Rohrstränge von einem Punkte abzweigen. Der Übergang von einem gröfseren zu einem kleineren Rohrdurchmesser wird durch das erwähnte Reduktionsstück hergestellt.

Ist das Gegenteil der Fall, so bezeichnet man das betreffende Fassonstück meist als umgekehrte Reduktion.

Ein weiterer wesentlicher Leitungsbestandteil sind die bereits mehrfach erwähnten Hydranten.

Dieselben dienen zum Schutze gegen Feuersgefahr und unterscheidet man zwischen Unter- und Oberflurhydranten.

Erstere werden, wie die Schieber entweder mittels Einbaugarnitur oder Schächten direkt über dem Rohrnetze angebracht, und erhält der Strang an der betreffenden Stelle ein A-Stück, auf welchem der Hydrant befestigt wird. Die Strafsenkappe ist ebenso, wie beim Schieber, auf Eichenholzunterlage aufzusetzen. Jeder Unterflurhydrant ist durch eine Bezeichnungstafel so ersichtlich zu machen, dafs er bei Schneefall etc. durch eine kurze Einmessung sofort gefunden werden kann. Man streut im Winter vorteilhaft Viehsalz auf die Strafsenkappe, um dieselbe vor dem Einfrieren zu schützen und durch die dabei eintretende Schneeschmelze leicht auffinden zu können.

Alle Hydranten müssen sehr langsam abgeschlossen werden, und haben eine Vorrichtung zu erhalten, welche das im Rohre nach dem Abschlusse vorhandene Wasser selbsttätig zur Entleerung bringt, damit dieses Rohr nicht einzufrieren vermag. Der Anschlufs dieser selbsttätigen Entleerung an bestehende, entsprechend tiefe Kanäle ist das sicherste Mittel gegen Frostgefahr, dagegen auch das teuerste. In Kiesuntergrund, aufgefülltem Boden etc. versickert die zur Entleerung gelangende geringe Wassermenge. Ist der Boden undurchlässig, so ist am Fufse des Hydranten bzw. noch unterhalb des Hauptrohres, durch Einlegen von Steinen Raum für das zu entfernende Wasser zu schaffen. Die Unterflurhydranten werden mittels eines Schlüssels geöffnet, nachdem vorher das über das Strafsenniveau hinausragende Standrohr aufgesetzt wurde. Dieses hat zwei mit Schlauchgewinden versehene Ausläufe, an denen die Schläuche befestigt werden. Letztere dürfen nach ihrer Füllung mit Wasser nicht mehr in einer Weise bewegt werden, dafs das Standrohr nach einer Richtung hin gezogen wird, da hierdurch Brüche und Defekte am Hydranten oder dem genannten Rohre entstehen.

Oberflurhydranten sind in dieser Hinsicht weniger gefährlich, da das Standrohr gänzlich entfällt und die breite Basis des gufseisernen Gehäuses gröfseren Widerstand bietet. Bei diesen Hydranten entfällt auch die Strafsenkappe und mit dieser die Gefahr des Einfrierens von dessen Deckel,

ebenso sprechen zu deren Gunsten ihre leichte Auffindbarkeit, das Entfallen des Schneeschaufelns und Salzstreuens bei der Strafsenkappe. Die Einfrierungsgefahr ist jedoch eine erhöhte, und sind diese Hydranten bei strenger Kälte fleifsig zu untersuchen, ob nicht bei etwa eingetretener Undichtheit des Absperrventiles oder Flanschenverschlusses Wasser im Steigrohr sich ansammelt, welches alsdann beim Gefrieren das letztere zum Zerspringen bringt. In der gleichen Zeit jedoch, innerhalb welcher die Strafsenkappen der Unterflurhydranten frei gehalten, aufgetaut und mit Salz bestreut werden, ist es auch möglich, die Oberflurhydranten hinsichtlich der Frostgefahr zu schützen, so dafs letztere an jenen Plätzen, woselbst sie kein Verkehrshindernis bilden, den Vorzug verdienen. Es ist selbstredend, dafs dieselben mit guter selbststätiger Entleerung versehen sein müssen. Vielfach erfolgt diese auch auf mechanischem Wege durch Einführen eines Schlauches in das Innere des Rohres mittels einer hierzu dienlichen dicht abschliefsbaren Öffnung und Auspumpens des Wassers mit einer Handpumpe. Ein gemischtes System, d. i. teilweise Ober- und Unterflurhydranten einzubauen, ist häufig am Platze, erfordert jedoch eine stete Mitnahme der Standrohre, die deshalb auf dem immer bereitstehenden Requisitenwagen ihren Platz zu finden haben. Dafs insbesondere Oberflurhydranten durch Einbau einer eigenen Hydrantenleitung abseits des Rohrstranges angeordnet werden können, ist bereits gesagt worden.

72. Das Material für das Stadtrohrnetz.

Für das Stadtrohrnetz, wie auch für die Zuleitungen gelangen meist gufseiserne Muffenrohre, welche innen und aufsen heifs geteert, bzw. asphaltiert sind, zur Verwendung. Das betreffende Gufseisen mufs so weich sein, dafs es sich mit dem Meifsel bearbeiten läfst, darf keine Fehler im Gusse besitzen und müssen die Rohre schon in der Giefserei unter einem Drucke von 20 Atm. geprüft werden. Liegend gegossene Rohre sind für Druckleitungen ausgeschlossen. Die Abdichtung erfolgt mittels Blei, indem zuerst Hanf-

stricke in die Muffe so eingetrieben werden, dafs mindestens 4 cm für die Bleidichtung übrig bleiben. Letztere erfolgt dadurch, dafs eine Lettenwulst um das Muffenende dicht angelegt wird, während der Hohlraum zwischen Muffe und Rohr für das einzugiefsende Blei mit einem Stricke abgeschlossen ist, dessen beide Enden oben aus der Lettenwulst herausragen. Dann wird der Strick vorsichtig herausgezogen und durch die obere Öffnung der Wulst das Blei eingegossen. Nach dem Erkalten wird das Blei sorgfältig mit drei bis vier Stemmern in die Muffe getrieben, und zwar so lange, bis es die nötige Dichte erhalten hat und der Stemmer beim Aufschlagen mit dem Hammer zurückspringt. Die so hergestellten Dichtungen müssen auf einen Druck von 15—20 Atm. geprüft werden, und erfolgt die sogenannte Prefsprobe dadurch, dafs die zu erprobende Strecke der Röhrenfahrt mit Wasser gefüllt und mittels der Prefspumpe so lange weiteres Wasser in den betreffenden Strang eingepumpt wird, bis der auf der Pumpe angebrachte Manometer den erforderlichen Druck zeigt und diesen auf die Dauer der Probe unverändert beibehält. Ein Sinken des Manometerstandes bedeutet eine Undichtheit der Röhrenfahrt, die alsdann genau zu untersuchen ist. Der Rohrgraben darf daher erst nach der Prefsprobe zugefüllt werden. Ist ein Defekt in einer Muffe entdeckt, so ist der Druck abzulassen und die Muffe nachzustemmen. Schadhafte Leitungsbestandteile sind zu erneuern.

Gufseiserne Flanschenrohre bilden eine sehr starre und unbewegliche Verbindung, und sind daher nicht allgemein zu empfehlen. Für Schmiedeisenrohre ist die Flanschendichtung mittels Gummi allgemein üblich, jedoch nur bei grofsen Lichtweiten und entsprechend starker Rohrwandung.

Die Muffendichtung gestattet kleinere Ablenkungen von der geraden Linie, als sie durch die normalen Fassonstücke erzielt werden können, was bei Flanschenrohren nicht der Fall ist, so dafs sich mit Muffenrohren im allgemeinen flüssigere Linien herstellen lassen. Neben den bereits erwähnten Reduktionsstücken und Teilkästen sind noch Überschubmuffen, Übergangsstücke von den Muffen zur Flanschenver-

bindung und umgekehrt, Abzweigstücke mit schrägem und rechtwinkeligem Abgange erforderlich, sowie sogenannte Krümmer zur Abbiegung des Stranges in eine bestimmte Richtung. Die betr. Fassonstücke werden nach den allgemein gültigen Normen hergestellt, und sind in den Preisverzeichnissen der betr. Fabriken aufgeführt und mit Gewichtsangabe versehen. Es braucht daher hier nicht näher auf dieselben eingegangen zu werden. Erwähnt seien noch die

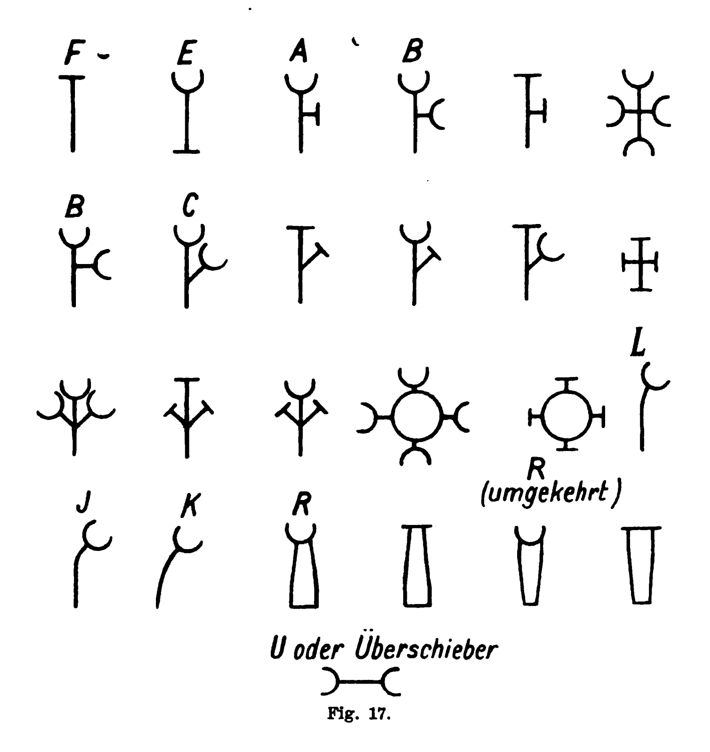


Fig. 17.

sogenannten Schlammkästen, welche hauptsächlich in Heberleitungen eingebaut werden, um an tief gelegenen Punkten, woselbst der Schlamm infolge gegebener örtlicher Verhältnisse sonst nicht entfernt zu werden vermag, diesen beseitigen zu können. Desgleichen sind dieselben auch in Druckrohrsträngen da einzubauen, wo der Rohrstrang in einer Terrain-

mulde liegt, welche eine direkte Entschlammung mittels einer Schlammleitung nicht gestattet.

Während im allgemeinen die dickwandigen Gufsrohre den Einwirkungen des Rostes längere Zeit Widerstand leisten, als dünnwandige Schmiedeisen- oder Stahlrohre und der Preis der ersteren sich bisher niedriger stellte, haben in den letzten 8 Jahren Versuche mit Mannesmannstahlröhren ohne Nat zu recht günstigen Resultaten geführt, insbesondere seit dieselben durch asphaltierte Juteumhüllung und innere Asphaltierung gegen Rostangriff tunlichst gesichert wurden. Es ist klar, dafs Stahlrohre mit 3—5 mm Wandstärke leichter ausfallen, als Gufsrohre, so dafs die Baulänge auf 8—10 m gesteigert werden kann, während die Gufsrohre gröfseren Durchmessers 2,5—4 m Baulänge besitzen. Es kann daher sowohl an Fracht als an Dichtungen eine bedeutende Ersparnis erzielt werden, so dafs die erheblich billiger gewordenen Stahlrohre nach System Mannesmann, welche einen Druck bis zu 50 Atmosphären ertragen, mit den Gufsrohren zu konkurrieren beginnen. Rohrbrüche sind bei den Mannesmannröhren unmöglich, dagegen ist ein Herausschleudern der Bleidichtung ebenso wenig ausgeschlossen, als bei Gufsröhren. Soll daher auch in dieser Beziehung durch deren Verwendung Abhilfe getroffen werden, so sind Flanschenrohre zu verwenden, die jedoch den Übelstand einer starren Rohrverbindung an sich tragen und, wie erwähnt, flüssige Linien nicht in gleicher Weise wie Muffenrohre erzielen lassen. Für Duckerleitungen, z. B. für Versenkung der Rohre unter Wasserläufen sind die federnden und leichten Mannesmannrohre zweifellos den gufseisernen Strängen mit Muffen- oder Flanschendichtung vorzuziehen, da die stählernen Flanschen nicht abspringen können, ebenso sind dieselben da zu empfehlen, wo die Leitungen z. B. auf eisernen Brücken angehängt und Fibrationen unterworfen sind.

73. Entlüftungskästen.

Bildet sich z. B. beim Vorhandensein von freier Kohlensäure im Leitungswasser Rost im Innern der Rohre, so sind

gufseiserne dickwandige Rohre wohl vorzuziehen, da dieselben vom Roste nicht so rasch durchgefressen werden.

In solchen Fällen empfiehlt es sich, die Kohlensäure an der Quelle zur Abscheidung zu veranlassen, was durch den Einbau von Kohlensäure-Abscheidekästen ermöglicht ist, bei denen das Wasser gezwungen wird, wiederholt über breite Überfallflächen unter ganz niedrigem Wasserstande zu fliefsen. (Siehe nebenstehende Skizze.)

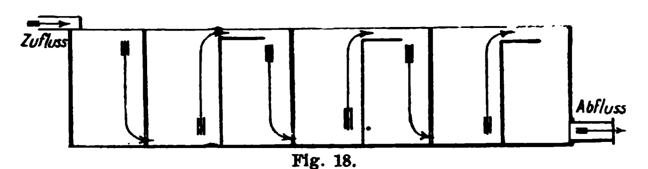


Fig. 18.

Für Grundwasserleitungen sind solche Anordnungen nur dann möglich, wenn die Wasserhebung direkt beim Brunnen erfolgt, so dafs das geförderte Wasser zuerst mittels einer Hilfspumpe in den betr. Behälter gepumpt und von dort aus weiter geleitet wird, bezw. wenn bei artesischem Auftrieb der Brunnen sich in denselben ergiefsen kann. Es mufs jedoch in diesem Falle sofort zur gröfsten Absenkungstiefe hinabgegangen werden, was sehr tiefe Rohrgräben bedingt, falls der Brunnen nicht schon nahe an der Erdoberfläche hinreichend Wasser liefert. Häufig erfolgt auch die Entlüftung beim Einlaufe in die Saugbehälter. Ist die oben geschilderte Anlage infolge der örtlichen Verhältnisse nicht ausführbar, so empfiehlt es sich, in die betr. Leitung Putzkästen einzubauen, mittels welchen der sich ansetzende innere Rost durch Stahldrahtbürsten unter Wasserzuflufs entfernt werden kann. Um diese Aufgabe zu erleichtern und die Durchführung des dünnen Drahtseiles für diese Bürsten möglich zu machen, sind entweder die Putzkästen nicht mehr als 60 m voneinander entfernt einzubauen, oder es sind verzinnte Kupferdrähte in das Röhrensystem einzubringen und deren Ende an den Deckeln der Putzkästen zu befestigen, so dafs vermöge dieses Hilfsdrahtes das dünne Drahtseil nachgezogen werden kann, mit welchem die Bürste mittels zweier Haspeln vorwärts und rückwärts bewegt wird.

Die Entfernung der Putzkästen voneinander soll auch hier 100 m nicht wesentlich überschreiten. Der Kupferdraht ist bei Vollendung der Durchbürstung der Rohre am Drahtseile wieder nachzuziehen und wie vorher zu befestigen, um im Bedarfsfalle wieder zur Verfügung zu sein.

74. Anschlufsleitungen.

Um das Wasser des Hauptrohrnetzes den einzelnen Gebäuden zuführen zu können, sind Anschlufsleitungen erforderlich.

Der betreffende Rohrstrang wird zu diesem Zwecke mit einer Anbohrschelle aus Gufseisen umgeben, dann mittels der Bohrknarre angebohrt.

Die Anbohrung erfolgt entweder mit Anbohrventilen an der Oberfläche des Rohres oder mittels Anbohrschiebern seitlich desselben. Die Anbohrung geschieht meistens unter Druck, d. i. bei gefülltem unter dem entsprechenden Normaldrucke stehenden Strange, wozu eigene Anbohrapparate konstruiert sind. Hinter oder oberhalb der Anbohrung mufs, wie erwähnt, die Absperrvorrichtung — Ventil oder Anbohrschieber — angebracht werden, damit im Falle eines Defektes der Rohre zwischen dem Hauptstrange und dem Eingangsventile im Innern des Hauses, bezw. eines Schachtes, nicht der ganze Rohrstrang abgestellt und entleert werden mufs, was zu vielen Übelständen führt. Anbohrungen des leeren Rohrstranges sind nicht zu empfehlen, da die etwa eintretenden Defekte infolge der Anbohrung in diesem Falle nicht ersichtlich werden.

Von der Anbohrung zweigt die auf dem Eigentum der Stadt, d. i. auf der Strafse liegende Anschlufsleitung ab, deren Durchmesser sich nach dem Wasserbedarfe und der vorhandenen Druckhöhe richtet. Was für die Hauptrohre hinsichtlich der Wahl dieser Durchmesser gesagt wurde, gilt auch für die Anschlufsleitungen. Dieselben sind so grofs zu wählen, dafs bei gröfster gleichzeitiger Wasserentnahme das Wasser in den obersten Stockwerken noch reichlich zum Ausflusse gelangt. Die Tabelle I 1 u. 2 läfst auch die für

Hausinstallationen und Anschlufsleitungen erforderlichen Rohrdurchmesser, sowie den Druckhöhenverlust spielend leicht entnehmen, wenn die erforderliche gröfste Wassermenge ermittelt wurde. Sämtliche im Handel befindliche Rohrlichtweiten sind in dieser Tabelle aufgenommen.

Als Rohrmaterial verwendet man meist schmiedeiserne, galvanisierte Rohre, bisweilen auch Bleirohre mit innerem Zinnmantel. Letztere haben den Vorzug leichterer Bearbeitung, da sie nach allen Richtungen gebogen werden können. Dagegen sind dieselben für starken Druck weniger geeignet, und sind schon wiederholt bei mangelhafter innerer Verzinnung in Druckleitungen, bei welchen das Wasser meist ganze Nächte hindurch ruhig steht, wenn die Wasserabgabe unter Wassermesserkontrolle gestellt ist, Bleivergiftungen konstatiert worden, so dafs weitaus der gröfste Teil der Leitungen aus galvanisierten Schmiedeisenrohren und Fassonstücken besteht.

75. Kontrolle der Wasserabgabe.

Um eine geregelte Wasserabgabe zu ermöglichen, gibt es mehrere Wege, so z. B. das Steftensystem, d. i. die Zuweisung gewisser Wassermengen innerhalb einer bestimmten Zeit oder das gebräuchlichste, d. i. jenes der Wassermesser.

Letzteres ist zweifellos das Gerechteste und Genaueste, da jeder Leitungsbesitzer nur jenes Wasser bezahlt, welches seinem wirklichen Bedarfe entspricht, und sind die Wassermesser das einzige Hilfsmittel, um einem unnötigen Wasserverbrauche vorzubeugen. Sie sind daher überall erforderlich, wo Wasser nicht in grofser Menge vorhanden ist. Auch bei reichlichstem Wasserzuflufs wurde schon oftmals eine Wassernot konstatiert, da im Laufe der Zeit eine mafslose Wasserverschwendung einzutreten pflegt.

Um beim Steftensystem etc. das Wasserwerk rentabel zu machen, mufs für jeden Steften oder einen Teil desselben eine bestimmte, meist ziemlich beträchtliche Summe vom Wasserabnehmer verlangt werden, welche unbemittelten Besitzern kleiner Anwesen oft unerschwinglich ist, so dafs in solchen Fällen auf eine Anschlufsleitung verzichtet werden

mufs. Der gegen kleine Miete abzulassende Wassermesser gestattet die Abgabe eines reichlich bemessenen Quantums von Wasser um einen ganz geringen Betrag, der meist von den Ärmsten willig geleistet wird.

Von den Abnehmern eines Steftens bedarf nur jener des ganzen ihm zugewiesenen Wassers, welcher irgend ein Gewerbe oder eine Industrie betreibt, womit ein grofser Wasserverbrauch verbunden ist, alle übrigen müssen auch jenes Wasser bezahlen, welches unausgenutzt wegfliefst, so dafs der Kleinabnehmer die Kosten für den Grofsabnehmer mitzutragen hat, was eine grobe Ungerechtigkeit in sich schliefst. Wer rasch eine grofse Wassermenge nötig hat, ist gezwungen, sich eine Reserve zu beschaffen, in welcher der Überschufs aufgespeichert wird. Eine solche Anlage bedingt sehr oft, dafs derjenige, welcher am meisten Wasser verbraucht, dieses bei dem Steftensystem am rationellsten auszunutzen vermag und daher im Verhältnisse weit weniger dafür zu entrichten hat, als z. B. eine einzelne Familie, welche pro Jahr 30—50 cbm verbraucht. Während letztere beim Bezug von einem halben Minutenliter pro Jahr schon rund 260 cbm zugewiesen erhält und zu bezahlen hat, wäre der fünfte Teil vollständig ausreichend.

Die intermittierende Wasserabgabe zu einer bestimmten Zeit macht es nötig, dafs jedermann eine Wasserreserve besitzt, in welcher er die Tages- oder halbe Tagesmenge aufspeichert. Soll das Wasser in den Wohnungen zum Ausflusse gelangen, so mufs das betr. Reservoir im Dachraume untergebracht werden, woselbst im Winter das Wasser leicht einfriert oder sehr kalt, im Sommer sehr warm wird. Die Wasserzuweisung selbst erfordert eine umfangreiche Bedienung, kurz auch diese Verbesserung des Steftensystems hat sich nicht bewährt, und ist daher vorzugsweise das Wassermessersystem in Betracht zu ziehen. Der Wassermesser selbst besteht aus einem kleinen in einem starken Gehäuse untergebrachten Triebwerke, d. i. einem Flügelrade, welches meist allseitig und tangential beaufschlagt wird und dessen stehende Welle mit einem Räderwerke in Verbindung steht, das ähnlich einer Uhr mit Sekunden-, Minuten-

und Stundenzeiger je 10 l, hl und cbm von 1—1000 etc. anzeigt. Da die Wassergeschwindigkeit bei einer bestimmten Einströmungsquerschnittsfläche proportional zur Wasserentnahme ist, zeigt der Wassermesser direkt die verbrauchte Wassermenge an. Sehr grofse Wassermesser zeigen aufser 1000 cbm noch bis 10000 verbrauchte an. Man unterscheidet zwischen sog. Nafs- und Trockenläufern. Bei ersteren befindet sich das Wasser auch oberhalb der Zifferblätter, bei letzteren ist dasselbe durch Stopfbüchsen von dort abgehalten, was jedoch eine gröfsere Unempfindlichkeit dieser Apparate bedingt, so dafs die Nafsläufer bei reinem Wasser vorzuziehen sind. Die Fehlergrenze bei Registrierung des Wasserverbrauches soll 2—3 % ± nicht überschreiten. Die vor kurzer Zeit von Volz und Schroth Stuttgart-Nürnberg eingeführten Wassermesser sind Trockenläufer ohne Stopfbüchse, sowie sehr empfindlich und ist zu erwarten, dafs dieses System — die Registrierung erfolgt durch rotierende Magnete — vielen Anklang finden wird, insbesondere, wenn die Dauerwirkung der Magnete durch längere Probeversuche nachgewiesen ist, was sicherlich der Fall sein wird.

Da die Wassermesser beim Einfrieren leicht zersprengt werden, ist es nötig, dieselben frostfrei einzubauen, und wird dieser Zweck dadurch erreicht, dafs dieselben entweder in Kellern, kleineren Schächten innerhalb gedeckter Räume und im Freien in grofsen gewölbten Schächten untergebracht werden, welche an geeigneten Plätzen zu erbauen sind. Die Anschlufsleitung wird daher bis zu einem der erwähnten Orte geführt, erhält vor dem Wassermesser ein plombiertes Absperrventil, nach demselben ein Ventil mit Entleerungshahnen.

76. Hausinstallationen.

Meist verbleibt die Leitung vom Hauptrohre bis einschliefslich des Wassermessers Eigentum des Wasserwerkes bzw. der Gemeinde. Der Hahnen hinter dem Wassermesser ist je nach gegebener Vorschrift entweder Eigentum des betr. Haus- oder Grundbesitzers, wie auch die sich an-

schliefsende Hausinstallation, oder er verbleibt im Besitze der Gemeinde, darf jedoch von dem Wassergaste benutzt werden. Bei sämtlichen Hausinstallationen ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs kein Leitungsrohr, wenn irgend möglich, zuerst abwärts und dann wieder aufwärts geführt wird, damit der ganze Strang Gefäll gegen den Entleerungshahnen erhält und bei starkem Frost abgelassen werden kann, falls die Leitung nicht überall frostfrei untergebracht zu werden vermag. In letzterem Falle ist am obersten Auslaufe ein kleiner Mitlaufhahnen anzubringen, der bei sehr starker Kälte, insbesondere nachts, ein minimales Wasserquantum abfliefsen läfst, etwa in der Minute $^1/_4$ l, falls wegen der entstehenden Kosten nicht eine tägliche Entleerung vorgezogen wird. Letztere läfst sich jedoch sehr häufig nicht durchführen, inbesondere, wenn mehrere Parteien im betr. Hause wohnen. Ist es unmöglich, die Leitung in stetem Gefäll gegen den Entleerungshahnen zu führen, so ist an jenen Stellen, wo das Wasser in den Rohren nicht abfliefsen kann, ein weiterer Entleerungshahnen einzubauen. Die Leitungsrohre werden mit aufgeschraubten Muffen aneinandergefügt. An geeigneten Plätzen sind jedoch Flanschenverbindungen oder Verschraubungen herzustellen, um bei Reparaturen die Leitung rasch auseinander nehmen zu können. Zweigt von der Hausleitung eine Nebenleitung z. B. in Ställe, Gärten etc. ab, so ist in diese, und zwar beim Beginn derselben, also tm tiefsten Punkte ein Durchgangsventil mit Entleerung einzubauen. Ein derartiges Vorgehen empfiehlt sich auch bei den Leitungen zu den einzelnen Stockwerken, damit im Falle einer Reparatur bei einer Mietspartei nicht sämtliche in Mitleidenschaft gezogen werden müssen. Als Durchgangsventile und Zapfhahnen sind langsam abschliefsende Niederschraubventile zu verwenden, damit Stöfse beim Schliefsen der Leitung vermieden werden. Die sog. Druckregler, welche am Auslaufe des Zapfhahnens anzubringen sind, verhindern das lästige Spritzen des Wassers, verringern jedoch erheblich dessen Ausflufsgeschwindigkeit.

Unterhalb jener Auslaufstellen, welche nicht zu Toiletten, Badezwecken etc. dienen, ist ein Ausgufs anzubringen, wenn

der Anschlufs an eine Kanalisierung möglich ist. Wenn nicht, so ist es rätlich, ein gröfseres Becken dort aufzustellen. Kann ein Ausgufs zur Verwendung gelangen, so ist das Abwasser mittels dünnwandigen Eisenrohren, sog. schottischen Rohren, dem Kanale zuzuführen. Es ist jedoch zu beachten, dafs direkt unter dem Ausgusse ein Syphon anzubringen ist, welches an seinem untersten Teile eine Vorrichtung zur Reinigung besitzen mufs. Der Zweck dieses Abwasserleitungsbestandteiles besteht darin, dafs ein Wasserverschlufs hergestellt wird, welcher das Aufsteigen von Kanalgasen, Bakterien etc. verhindert. Die erwähnten Abwasserrohre besitzen Muffen und wird der Zwischenraum zwischen diesen und den eingesetzten Rohren mit Kitt, ev. Zement, wasserdicht verschlossen. Ersteres Material ist unbedingt vorzuziehen. Die Verwendung von Gips soll niemals gestattet werden.

Die sehr beliebte und bequeme Klosettspülung setzt im allgemeinen das Vorhandensein einer Schwemmkanalisierung voraus. In einzelnen Fällen wird das Spülwasser mit den Fäkalien in die Abortgrube geleitet, während das Überwasser aus derselben einem Klärbecken zugeführt wird, aus welchem das gereinigte Wasser in den Kanal abfliefst.

Die Ausführungsweise der Klosettspülung ist eine sehr mannigfache und kann hier nicht ausführlich erörtert werden. Die gebräuchlichste Herstellungsart ist jene, bei welcher das Spülwasser, dessen Menge 7—12 l beträgt, einem Behälter oberhalb des Klosetts zugeführt wird. In diesem wird mittels eines stofsfreien Schwimmerventiles der Zuflufs selbsttätig abgesperrt, wenn die normale Füllung erreicht ist Soll die Spülung beginnen, so wird durch Anziehen an einem Kettchen der Abflufs zum Klosett geöffnet und strömt das Wasser mittels einer Bleirohrleitung von $1^1/_2$ bis 2″ in den zu spülenden Raum. Sobald die Schwimmkugel ihre tiefste Stellung erreicht hat, schliefst sie den Abflufs und öffnet den Zuflufs, so dafs sich sofort wieder der erforderliche Vorrat an Wasser ansammelt. Das Spülen der Klosetts direkt aus der Leitung ist wegen des nötigen raschen Abschlusses einer gröfseren Wassermenge nur dann gestattet wenn eine Vorkehrung getroffen ist, welche es unmöglich

macht, dafs in der Leitung Stöfse auftreten. Ob die in neuester Zeit hergestellten diesbezüglichen Konstruktionen diesen Zweck vollständig erfüllen, mufs erst die Erfahrung lehren.

Bezüglich der Badeeinrichtungen, welche von Jahr zu Jahr sich einer zunehmenden Beliebtheit erfreuen, und deren weiteste Verbreitung nicht warm genug empfohlen werden kann, sei hier nur bemerkt, dafs die einschlägigen Konstruktionen äufserst mannigfaltig sind, und es sich daher hier verbietet, näher auf dieselben einzugehen. Badeeinrichtungen ohne Mischbatterie, bei welchen die Dusche nur mit dem oft sehr kalten Leitungswasser gespeist werden kann, sind nicht empfehlenswert. Das gleiche gilt von Konstruktionen, welche eine lange Zeit zur Erhitzung des Wassers benötigen und daher viel Brennmaterial verbrauchen.

Schliefslich seien hier noch jene Fassonstücke erwähnt, welche bei der Installation von Anschlufs- und Hausleitungen sowohl, als bei Abwasserleitungen hauptsächlich benutzt werden.

a) Für Anschlufs- und Hausleitungen.

1. Muffen für die einzelnen Rohrdurchmesser mit Innengewinde und Reduktionsmuffen.
2. Winkel und Bögen für jede Rohrgattung.
3. T-Stücke desgl. mit und ohne Reduktion.
4. Nippel mit Aufsengewinde desgl.
5. Verschraubungen desgl.
6. Flanschen, runde oder ovale desgl.
7. Wandscheiben desgl. zur Befestigung der Auslaufventile mit oder ohne Rosetten.

b) Für Abwasserleitungen.

1. Syphons, flache und hohe, mit verschliefsbarer Putzöffnung.
2. Bögen.
3. Abzweigstücke, schräg, ein- und beiderseitig.
4. Krümmer.

77. Vorsorge für einen künftigen, erhöhten Wasserverbrauch.

Bei Hochquellenleitungen bedingt der Ursprung der Quellen die Höhenlage der Reservoire, und kann durch die Wahl großser Rohre für die Leitung zu diesen Becken die Druckhöhe nicht wesentlich vergröfsert werden. Steht, was sehr selten der Fall ist, für die Zukunft die Beileitung weiterer Quellen im Bereiche der Möglichkeit, so ist lediglich Vorsorge zu treffen, dafs das Stadtrohrnetz entsprechend dimensioniert wird, also z. B. für schwach bevölkerte Strafsen Rohre nicht unter 80 mm Lichtweite gewählt werden und insbesondere die Leitung vom Hochbehälter zur Stadt bereits im ersten Ausbau so bemessen wird, dafs dieselbe auch den künftigen Bedürfnissen genügt. Tritt späterhin Wassermangel ein und werden deshalb neue Quellen beigeleitet, so läfst sich im Stadtrohrnetze häufig dadurch Abhilfe gegen Wassernot schaffen, dafs in breiten Strafsen oder Plätzen ein weiterer Strang eingelegt wird, etwaige Verästelungsstränge in Zirkulationsleitungen umgewandelt werden, im schlimmsten Falle zu kleine Stränge herausgenommen und in neue Strafsenzüge verlegt werden, während an deren Stelle gröfsere Rohre einzubauen sind.

Die eintretenden Kosten fallen dabei nicht in Betracht, da bei jeder Erhöhung des Wasserverbrauches auch eine solche der Einnahmen stattfindet, welch letztere in allen Fällen die Zinsen für das nötige Baukapital gewährleisten. Jede Wasserversorgungsanlage mufs bei rationeller Durchführung bereits in den ersten Jahren die Zinsen des Anlagekapitals decken, und liegt es in der Hand der Gemeinden, durch entsprechende Festsetzung des Wasserzinses nicht nur dieses Grunderfordernis zur Geltung zu bringen, sondern auch einen Reservefonds für künftige Vergröfserung der Anlage zu schaffen. Erweist sich das Hochreservoir als zu klein, so ist bei Zuleitung neuer Quellen ein zweites zu erbauen, dessen Höhe von der Lage der neuen Quellen abhängt. Liegt die betreffende Ortschaft teils hoch, teils niedrig, so werden vorteilhaft zwei Druckzonen geschaffen, so dafs die Leitung

mit höherem Drucke dem oberen Teile der Stadt zugeführt wird, jene mit geringerem Drucke dem unteren.

Liegen die sämtlichen Quellen in einer einzigen Richtung, so dafs beide Behälter nahe untereinander erbaut werden können, so mufs das Überlaufwasser des oberen Reservoires in das untere eingeleitet werden. In Brandfällen ist durch entsprechende Schieberstellung das Wasser aus dem oberen Becken auch für die untere Stadt nutzbar zu machen. Es darf jedoch in solchen Fällen nicht übersehen werden, dafs alsdann der tieferliegende Behälter ausgeschaltet wird, da sonst das Wasser des oberen in diesen einströmt und dadurch der gewollte Zweck, einen höheren Druck zu erhalten, vereitelt und unter Umständen das ganze Reservoir in Gefahr gebracht wird, wenn die Überlaufleitung das zuströmende Wasser nicht abzuführen vermag, so dafs die Gewölbe unter Druck gesetzt werden, indem das Wasser Austritt durch die Kamine sucht. Einer derartigen Gefahr kann durch Einbau einer Rückschlagklappe in die vom unteren Behälter abzweigende Abflufsleitung begegnet werden. Häufig ergibt die Aufschliefsung von Grundwasserströmen eine gröfsere Wassermenge, als in der nächsten Zeit erforderlich ist. Ebenso ist es bei künstlicher Wasserhebung mittels Pumpen sehr oft möglich, dem Saugbehälter weitere Quellen beizuleiten, so dafs gesteigerten Ansprüchen an Wasserzulauf Rechnung getragen werden kann.

Es soll daher, wie bereits bei Besprechung der Leitung von der Wasserentnahmestelle zum Saugbecken erwähnt wurde, die Bestimmung der Rohrlichtweiten in der Weise erfolgen, dafs die betreffende Leitung auch einem gesteigerten späteren Bedarfe genügt. Sind Quellen in einer anderen Richtung vorhanden und besteht die Möglichkeit der Zuleitung derselben zum Saugbecken, so kann selbstredend die erste Zuleitung lediglich für jene Wassermenge projektiert werden, welche in maximo der ersten Quellfassung entnommen werden kann. Die Höhenlage des Saugbehälters ist daher wenn möglich so zu bemessen, dafs die betreffenden Quellen das nötige Gefäll dorthin noch erhalten können. Bei Erschliefsung von Grundwasserströmen ist es jedoch im Bedarfs-

falle meist rätlich, einen zweiten, event. dritten Brunnen zu erbauen und das neu gewonnene Wasser der bereits bestehenden Leitung zum Saugbehälter zuzuführen, da hiedurch die Kosten fast immer geringer werden. Für diesen Fall sind in der ersten Leitung zwei Abzweigstücke nach links und rechts vorzusehen, welche zunächst mittels eines Flanschendeckels luftdicht abgeschlossen werden und später dazu dienen, das Wasser der neuen Brunnen der Hauptleitung zuzuführen. Befindet sich die Pumpstation direkt bei den Brunnen und entfällt daher eine längere Leitung zum Saugbecken, so ist dieses bzw. der Sammelbrunnen, so tief zu legen, dafs künftige neue Zuflüsse ohne Schwierigkeit eingeleitet werden können. Für den Fall also, dafs eine gröfsere Wassermenge bei erhöhtem Bedarf künftig zur Verfügung steht, wird das Stadtrohrnetz für eine normale Geschwindigkeit von 0,4—0,5 m pro Sekunde bemessen. Ist ein Hochreservoir mit entsprechendem Inhalt vorhanden, so läfst sich alsdann zur Zeit höchster Wasserentnahme diese durch vergröfserte Geschwindigkeit ohne Nachteil hinsichtlich der erforderlichen Druckhöhe bewerkstelligen, vorausgesetzt, dafs das betreffende Becken entsprechend hoch angeordnet ist. Sind Anhöhen vorhanden, welche gestatten, dafs das Hochreservoir in einer Höhe bis zu 70 m über dem tiefsten Punkte der Stadt erbaut werden kann, — ein höherer Druck ist aus Betriebsrücksichten zu vermeiden — so genügt ein für geringere Wasserentnahme und die oben erwähnte Geschwindigkeit projektiertes Stadtrohrnetz auch noch bei erheblich gesteigertem Wasserverbrauch. Es nimmt alsdann nur die Druckhöhe bei vergröfserter Wassergeschwindigkeit ab, welche ohnedies für die erste Zeit überreichlich bemessen wurde, so dafs erst bei grofser Wasserentnahme die normale Geschwindigkeit von 0,6 bis 1,0 m pro Sekunde eintritt, welche als durchaus zweckentsprechend zu bezeichnen ist. Die durch eine derartige Vorsorge für die Zukunft entstehenden Mehrkosten sind unbedeutend und beschränken sich meist auf jene Auslagen, welche dadurch erwachsen, dafs die Leitung zum Hochreservoir so weit verlängert wird, bis die erforderliche Höhe erreicht ist. Die Gröfse der Pumpen, bzw. deren Leistungs-

fähigkeit, ist schon beim ersten Projekte reichlich zu bemessen, da der Preisunterschied zwischen Pumpen, welche z. B. 7 oder 14 Sek.-Liter fördern, kein sehr erheblicher ist und gröfsere Pumpen anfänglich eine kürzere Betriebszeit gestatten. Es wird sich daher künftighin in solchen Fällen meist nur letztere verlängern. Genügt die vorhandene Kraft für den Pumpenbetrieb späterhin nicht mehr, so mufs die in allen Fällen ohnediefs erforderliche Reservekraft zur Mitarbeit in Benutzung genommen werden, und ist eine neue gröfsere Reservemaschine zu beschaffen, weshalb schon bei Aufstellung des ersten Projektes der hierzu nötige Raum vorzusehen ist. Werden anfangs Pumpen gewählt, welche eine erhöhte Tourenzahl ohne Nachteil ertragen, so kann durch Ausnutzung der vollen Leistung der Pumpen auch ohne Verlängerung der Betriebsdauer eine bedeutend vergröfserte Wasserförderung ermöglicht werden. Der Druckwindkessel ist jedoch dementsprechend in beiden Fällen durch einen gröfseren zu ersetzen, falls er nicht im voraus zu grofs dimensioniert wurde, was ja stets von Vorteil ist.

Eine Vorsorge für Vergröfserung von Wasserversorgungsanlagen über das hier erwähnte Mafs hinaus zu treffen, ist nur selten am Platze, da spätere Generationen bei erhöhten Einnahmen aus diesen Wohlfahrtseinrichtungen auch zu Leistungen für dieselben verpflichtet sind. Es gibt eine Reihe von Städten, insbesondere solche, welche keine Industrie besitzen, die seit Jahrhunderten keine Bevölkerungszunahme aufweisen und bei welchen nach menschlicher Voraussicht eine solche auch nicht zu erwarten ist. In derartigen Fällen ist jede Vorsorge für die Zukunft überflüssig und lediglich darauf Bedacht zu nehmen, dafs die neue Anlage den Anforderungen der Gegenwart genügt.

Tabelle

über die Wassermenge Q in Liter per Sekunde, welche die in den Kol. a und b mit ihrem lichten Geschwindigkeiten zum Abfluſs bringen und über die für jedes berechnete Wasser-

a	Geschwindigkeit v des Wassers									
Rohr-durchm. in engl. Zoll resp. mm	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
	I. Wassermenge in Litern per Sekunde									
1/4″ = 6,35	0,0016	0,0032	0,0047	0,0063	0,0078	0,0095	0,0126	0,0158	0,0190	0,0221
3/8″ = 9,525	0,0036	0,0071	0,0107	0,0143	0,0178	0,0214	0,0285	0,0356	0,0428	0,0499
1/2″ = 12,70	0,0063	0,013	0,019	0,0253	0,0317	0,0380	0,0507	0,0634	0,0760	0,0887
3/4″ = 19,05	0,014	0,028	0,043	0,057	0,071	0,087	0,114	0,143	0,171	0,200
1″ = 25,40	0,025	0,051	0,076	0,111	0,127	0,152	0,203	0,253	0,304	0,355
1 1/4″ = 31,75	0,0396	0,079	0,119	0,158	0,198	0,238	0,317	0,396	0,475	0,554
1 1/2″ = 38,10	0,057	0,114	0,171	0,228	0,285	0,342	0,456	0,570	0,684	0,798
— 40,00	0,063	0,126	0,188	0,251	0,314	0,377	0,503	0,682	0,754	0,880
1 3/4″ = 44,45	0,078	0,155	0,233	0,310	0,388	0,466	0,621	0,776	0,931	1,086
2″ = 50,80	0,101	0,203	0,304	0,405	0,507	0,608	0,811	1,014	1,216	1,419
60	0,141	0,283	0,424	0,565	0,707	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979
70	0,192	0,385	0,577	0,770	0,962	1,155	1,539	1,924	2,309	2,694
80	0,251	0,503	0.754	1,005	1,257	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519
90	0,318	0,636	0,954	1,272	1,591	1,909	2,545	3,181	3,817	4,453
100	0,393	0,785	1,178	1,517	1,963	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498
125	0,613	1,227	1,840	2,453	3,067	3,680	4,906	6,133	7,360	8,586
150	0,884	1,767	2,651	3,534	4,418	5,301	7,009	8,836	10,603	12,370
175	1,203	2,405	3,608	4,811	6,013	7,216	9,621	12,027	14,432	16,873
200	1,571	3,142	4,712	6,283	7,854	9,425	12,566	15,708	18,850	21,991
225	1,988	3,976	5,964	7,952	9,940	11,928	15,904	19,881	23,857	27,833
250	2,454	4,909	7,363	9,818	12,272	14,726	19,635	24,544	29,452	34,361
275	2,970	5,940	8,909	11,879	14,849	17,819	23,758	29,698	35,638	41,577
300	3,534	7,069	10,603	14,137	17,671	21,206	28,274	35,343	42,411	49,480
350	4,811	9,621	14,432	19,242	24,053	28,863	38,485	48,106	57,727	67,348
400	6,283	12,566	18,850	25,133	31,416	37,699	50,266	62,832	75,398	87,965
450	7 952	15,904	23,856	31,809	39,761	47,713	63,617	79,522	95,426	111,330
500	9,818	19,635	29,453	39,270	49,088	58,905	78,540	98,175	117,810	137,450
600	14,137	28,274	42,411	56,549	70,686	84,823	113,100	141,370	169,650	197,920
700	19,242	38,485	57,727	76,969	96,211	115,554	153,940	192,420	230,910	269.390
800	25,133	50,266	75,398	100,530	125,660	150,797	201,060	251,330	301,590	351,860
900	31,809	63,617	95,426	127,230	159,040	190,852	254,470	318,090	381,700	445,320
1000	39,270	78,540	117,810	157,080	196,350	235,620	314,160	392,700	471,240	549,780
1200	56,549	113,098	169,514	226,195	282,524	339,293	452,390	565,488	678,586	791,683
1500	88,358	176,715	265,073	353,430	441,787	530,145	706,860	883,575	1060,29	1237,005
2000	157,08	314,160	471,240	628,320	785,400	942,480	1256,640	1570,80	1884,96	2199,200

I, 1

Durchmesser in Millimetern verzeichneten, gebräuchlichen Rohre bei den unten verzeichneten quantum sich ergebende Widerstandshöhe h_1 in Metern pro 100 m Länge der Röhrenfahrt:

in Metern in der Sekunde									b
0,80	0,90	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	Rohr-durchm. in engl. Zoll resp. mm
(nach der Formel $Q = \frac{d^2 \pi}{4} \cdot v$)									
0,0253	0,0285	0,0317	0,0396	0,0475	0,0554	0,0633	0,0792	0,0950	1/4″ = 6,35
0,0570	0,0641	0,0713	0,0891	0,107	0,125	0,143	0,178	0,214	3/8″ = 9,525
0,101	0,114	0,127	0,158	0,190	0,222	0,253	0,317	0,380	1/2″ = 12,70
0,228	0,257	0,285	0,356	0,428	0,499	0,570	0,713	0,855	3/4″ = 19,05
0,405	0,456	0,507	0,633	0,770	0,887	1,013	1,267	1,520	1″ = 25,40
0,633	0,713	0,792	0,990	1,188	1,385	1,593	1,979	2,375	1 1/4″ = 31,75
0,912	1,026	1 140	1,425	1,710	1,995	2,280	2,850	3,420	1 1/2″ = 38,10
1,055	1,131	1,257	1,571	1,885	2,199	2,513	3,142	3,770	— 40,00
1,242	1,397	1,552	1,940	2,328	2,716	3,104	3,880	4,656	1 3/4″ = 44,55
1,622	1,824	2,027	2,534	3,041	3,547	4,045	5,068	6,081	2″ = 50,80
2,262	2,545	2,827	3,534	4,241	4,948	5,655	7,069	8,482	60
3,079	3,464	3,849	4,811	5,773	6,735	7,697	9,621	11,546	70
4,021	4,524	5,027	6,283	7,540	8,796	10,053	12,566	15,080	80
5,090	5,726	6,362	7,953	9,543	11,134	12,724	15,905	19,086	90
6,283	7,069	7,854	9,817	11,781	13,744	15,708	19,625	23,550	100
9,813	11,039	12,266	15,333	18,399	21,466	24,532	30,665	36,798	125
14,137	15,904	17,672	22,089	26,507	30,925	35,343	44,179	53,015	150
19,242	21,648	24,053	30,066	36,080	42,093	48,106	60,133	73,159	175
25,133	28,274	31,416	39,270	47,124	54,978	62,832	78,540	94,248	200
31,809	35,785	39,761	49,701	59,642	69,582	79,522	99,403	119,283	225
39,270	44,179	49,087	61,359	73,631	85,903	98,175	122,719	147,263	250
47,517	53,456	59.396	74,245	89,094	103,943	118,792	148,490	178,188	275
56,549	63,617	70,686	88,357	106,03	123,700	141,370	176,715	212,058	300
76,969	86,590	96,211	120,260	144,320	168,370	192,420	240,529	288,635	350
100,530	113,100	125,660	157,080	188,500	219,91	251,330	314,160	376,992	400
127,230	143,140	159,040	198,800	238,570	278,33	318,090	397,609	477,131	450
157,080	176,720	196,350	245,440	294,530	343,610	392,700	490,875	589,050	500
226,190	254,470	282,740	353,430	424,110	494,800	565,490	706,850	848,232	600
307,880	346,360	384,850	481,060	577,270	673,480	769,690	962,115	1154,538	700
402,120	452,390	502,660	628,320	753,980	879,650	1005,30	1256,63	1507,968	800
508,940	572,560	636,170	795,22	954,260	1113,300	1272.30	1590,435	1908,52	900
628,320	706,860	785,400	981,750	1178,100	1374,40	1570,80	1963,50	2356,20	1000
904,781	1017,878	1130,976	1413,72	1696,464	1979,208	2261,952	2827,44	3392,928	1200
1413,72	1590,435	1767,15	2208.938	2650,725	3092,503	3534,30	4417,875	5301,45	1500
2513,28	2827,44	3141,60	3927,00	4212,40	5497,80	6283,20	7854,00	9424,80	2000

Tabelle

über den Druckhöhenverlust oder die Widerstandshöhe h_1, welche für die der Tabelle I, 1 ent-
menge

a	Geschwindigkeit v des Wassers									
Rohrdurchm. in engl. Zoll resp. mm	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
	II. Widerstandhöhe h_1 oder Druckhöhenverlust in Metern nach der Formel: $h_1 = \lambda \frac{v^2}{2g} \frac{l}{d}$, wobei λ nach									
1/4" = 6,35	0,114	0,356	0,701	1,144	1,672	2,288	3,770	5,575	7,693	10,112
3/8" = 9,525	0,076	0,237	0,467	0,761	1,113	1,525	2,511	3,719	5,129	6,741
1/2" = 12,70	0,057	0,178	0,350	0,572	0,836	1,144	1,885	2,789	3,847	5,059
3/4" = 19,05	0,038	0,119	0,234	0,381	0,557	0,765	1,267	1,859	2,564	3,371
1" = 25,40	0,0285	0,089	0,175	0,286	0,418	0,572	0,943	1,394	1,923	2,528
1 1/4" = 31,75	0,0228	0,071	0,140	0,228	0,334	0,458	0,754	1,116	1,539	2,0224
1 1/2" = 38,10	0,0190	0,059	0,117	0,190	0,279	0,381	0,628	0,930	1,282	1,685
— 40,00	0,0181	0,056	0,111	0,181	0,266	0,363	0,599	0,886	1,221	1,605
1 3/4" = 44,45	0,0163	0,0509	0,1001	0,1649	0,2389	0,3270	0,539	0,7964	1,099	1,455
2" = 50,80	0,0142	0,0445	0,0875	0,143	0,2091	0,2860	0,455	0,6972	0,9616	1,2640
60	0,0121	0,0377	0,0742	0,1210	0,1770	0,2422	0,419	0,5903	0,8148	1,0702
70	0,0103	0,0323	0,0636	0,1036	0,1517	0,2076	0,3419	0,5059	0,6979	0,9173
80	0,00904	0,0283	0,0557	0,0906	0,1327	0,1816	0,2993	0,4428	0,6106	0,8026
90	0,00803	0,0251	0,0494	0,0807	0,1180	0,1614	0,2660	0,3936	0,5428	0,7134
100	0,00723	0,0226	0,0445	0,0725	0,1062	0,1453	0,2394	0,3542	0,4885	0,6421
125	0,00578	0,0181	0,0356	0,0580	0,0849	0,1160	0,1915	0,2833	0,3908	0,5137
150	0,00482	0,0151	0,0297	0,0483	0,0708	0,0969	0,1596	0,2360	0,3257	0,4287
175	0,00413	0,0129	0,0254	0,0414	0,0607	0,0830	0,1368	0,2023	0,2791	0,3669
200	0,00362	0,0113	0,0223	0,0363	0,0531	0,0727	0,1197	0,1771	0,2442	0,3211
225	0,00310	0,0101	0,0198	0,0322	0,0472	0,0646	0,1064	0,1574	0,2171	0,2856
250	0,00289	0,00905	0,0178	0,0290	0,0424	0,0581	0,0958	0,1416	0,1954	0,2568
275	0,00263	0,0082	0,0162	0,0264	0,0386	0,0528	0,0871	0,1287	0,1776	0,2335
300	0,00241	0,0075	0,0148	0,0242	0,0354	0,0484	0,0798	0,1180	0,1628	0,2140
350	0,00205	0,0065	0,0127	0,0207	0,0303	0,0415	0,0684	0,1012	0,1396	0,1835
400	0,00181	0,00566	0,0111	0,0181	0,0266	0,0363	0,0599	0,0886	0,1221	0,1605
450	0,00161	0,00503	0,0099	0,0161	0,0236	0,0323	0,0532	0,0787	0,1086	0,1427
500	0,00145	0,0045	0,0089	0,0145	0,0212	0,0291	0,0479	0,0708	0,0977	0,1284
600	0,00131	0,0038	0,0074	0,0121	0,0177	0,0242	0,0399	0,0590	0,0814	0,1070
700	0,00103	0,0032	0,0064	0,0104	0,0152	0,0267	0,0342	0,0506	0,0698	0,0917
800	0,00090	0,0028	0,0056	0,0091	0,0133	0,0182	0,0299	0,0443	0,0610	0,0803
900	0,00080	0,0025	0,0049	0,0081	0,0118	0,0161	0,0266	0,0394	0,0543	0,0714
1000	0,00072	0,0023	0,0045	0,0073	0,0106	0,0145	0,0239	0,0354	0,0488	0,0642
1200	0,00054	0,0019	0,0037	0,0060	0,00885	0,0121	0,0199	0,0295	0,0407	0,0535
1500	0,00048	0,00151	0,00297	0,00483	0,0071	0,0097	0,01596	0,02361	0,03267	0,0429
2000	0,00036	0,00113	0,0022	0,00363	0,00580	0,00727	0,01197	0,01771	0,02441	0,0321

I, 2

nommenen Rohrdurchmesser bei der gewählten Geschwindigkeit *v* und dort verzeichneten Wasser-
bedingt ist.

in Metern in der Sekunde:									a
0,80	0,90	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	Rohr-durchm. in engl. Zoll resp. mm
auf 100 m Länge für die oben berechneten Wassermengen Weißbach $= 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}}$.									
12,850	15,842	19,150	28,712	39,954	52,976	67,711	102,236	143,464	1/4″ = 6,35
8,567	10,562	12,766	19,114	26,635	35,314	45,140	68,158	95,643	3/8″ = 9,525
6,425	7,922	9,576	14,333	19,979	26,488	33,858	51,123	71,739	1/2″ = 12,70
4,283	5,281	6,383	9,557	13,317	17,659	22,572	34,078	47,821	3/4″ = 19,05
3,212	3,961	4,788	7,168	9,989	13,543	16,939	25,558	35,867	1″ = 25,40
2,570	3,169	3,830	5,734	7,991	10,595	13,343	20,447	28,693	1 1/4″ = 31,75
2,142	2,640	3,192	4,779	6,659	8,829	11,286	17,039	23,911	1 1/2″ = 38,10
2,037	2,516	3,045	4,552	6,343	8,409	10,749	16,230	22,776	— = 40,00
1,836	2 263	2,736	4,0970	5,707	7,568	9,674	14,605	20,495	1 3/4″ = 44,45
1,606	1,980	2,394	3,3584	4,9943	6,6214	8,4632	12,779	17,933	2″ = 50,80
1,3580	1,6770	2,0267	3,0343	4,2284	5,6061	7,1660	10,8200	15,1833	60
1,1650	1,4572	1,7375	2,6001	3,6245	4,8054	6,1404	9,2745	13,0145	70
1,0185	1,2578	1,5203	2,2758	3,1715	4,2046	5,3745	8,1148	11,3878	80
0,9061	1,1180	1,3513	2,0229	2,8190	3,7374	4,7773	7,2131	10,1222	90
0,8148	1,0062	1,2162	1,8206	2,5371	3,3637	4,2996	6,4981	9,1102	100
0,6524	0,8050	0,9730	1,4565	2,0297	2,6910	3,4397	5,1934	7,2882	125
0,5432	0,6707	0,8108	1 2137	1,6914	2,2424	2,8661	4,3280	6,0735	150
0,4660	0,5750	0,6950	1.0403	1,4497	1,9221	2,4570	3,7097	5,2056	175
0,4074	0,5031	0,6081	0,9103	1,2686	1,6818	2,1498	3,2459	4,5551	200
0,3624	0,4472	0,5405	0,8091	1,1276	1,4956	1,9111	2,8853	4,0889	225
0,3259	0,4025	0,4865	0,7282	1,0148	1,3455	1,7198	2,5967	3,6441	250
0,2965	0,3660	0,4422	0,6620	0,9226	1,2232	1,5635	2,3607	3,3127	275
0,2716	0,3354	0,4054	0,6069	0,8457	1,1212	1,4330	2,1640	3,0367	300
0,2328	0,2875	0,3475	0,5202	0,7249	0,9611	1,2284	1,8548	2,6029	350
0,2037	0,2516	0,3045	0,4551	0,6343	0,8409	1,0749	1,6230	2,2776	400
0,1811	0,2236	0,2703	0,4046	0,5638	0,7475	0,9554	1,4427	2,0244	450
0,1630	0,2012	0,2432	0,3641	0,5074	0,6727	0,8599	1,2984	1,8220	500
0,1358	0,1677	0,2027	0,3034	0,4228	0,5606	0,7166	0,0820	1,5183	600
0,1164	0,1437	0,1737	0,2600	0,3624	0,4805	0,6140	0,9275	1,3015	700
0,1019	0,1258	0,1520	0,2276	0,3171	0,4205	0,5375	0,8115	1,1388	800
0,0905	0,1118	0,1351	0,2023	0,2819	0,3737	0,4777	0,7213	1,0122	900
0,0815	0,1006	0,1216	0,1821	0,2537	0,3364	0,4300	0,6492	0,9110	1000
0,0680	0,0840	0,1013	0,1518	0,2114	0,2803	0,3583	0,5410	0,7592	1200
0,0544	0,0671	0,0811	0,1214	0,1691	0,2242	0,2866	0,4328	0,6073	1500
0,0408	0,0503	0,0608	0,0913	0,1269	0,1682	0,2150	0,3246	0,4555	2000

Tabelle II, 1

zur Auffindung der Profilshöhe h bzw. jenes normalen Eiprofils, welches für die unten verzeichneten — auch angenäherten — Wassermengen unter den aufgeführten Geschwindigkeiten erforderlich ist.

1	2	3	Bei einer sekundlichen Wassergeschwindigkeit von v = Meter:											
h oder Profilshöhe	h^2	$F=0{,}51h$ Querschnittsfläche	0,50	0,55	0,60	0 65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,20
			durchfließen die in Kolonne 1—3 festgestellten, normalen Eiweißprofile die nachstehend verzeichneten Wassermengen Q in Litern:											
0,60	0,3600	0,1836	91,8	101,0	110,2	119,3	128,5	137,7	146,9	156,1	165,2	174,4	183,6	220,3
0,65	0,4225	0,2155	107,8	118,5	129,3	140,1	150,9	161,6	172,4	183,2	194,0	204,7	215,5	258,6
0,70	0,4900	0,2499	125,0	137,4	149,9	162,4	174,9	187,4	199,9	212,4	224,9	237,4	249,9	299,9
0,75	0,5625	0,2869	143,5	157,8	172,1	186,5	200,8	215,2	229,5	243,9	258,8	272,6	286,9	344,3
0,80	0,6400	0,3264	163,2	179,5	195,8	212,2	228,5	244,8	261,1	277,4	293,8	310,1	326,4	391,7
0,85	0,7225	0,3685	184,3	202,7	221,1	239,5	258,0	276,4	294,8	313,2	331,7	350,1	368,5	442,2
0,90	0,8100	0,4131	206,6	227,2	247,9	268,5	289,2	309,8	330,5	351,1	371,8	392,4	413,1	495,7
0,95	0,9025	0,4603	230,2	253,2	276,2	299,2	322,2	345,2	368,2	391,3	414,3	437,3	460,3	552,4
1,00	1,0000	0,5100	255,0	280,5	306,0	331,5	357,0	382,5	408,0	433,5	459,0	484,5	510,0	612,0
1,05	1,1025	0,5623	281,2	309,3	337,4	365,5	393,6	421,7	449,8	478,0	506,1	534,2	562,3	674,8
1,10	1,2100	0,6171	308,6	339,4	370,3	401,1	432,0	462,8	493,7	524,5	555,4	586,2	617,1	740,5
1,15	1,3225	0,6746	337,3	371,0	404,8	438,5	472,2	506,0	539,7	573,4	607,1	640,9	674,6	809,5
1,20	1,4400	0,7344	367,2	403,9	440,6	477,4	514,1	550,8	587,5	624,2	661,0	697,7	734,4	881,3
1,25	1,5625	0,7969	398,5	438,3	478,1	518,0	557,8	597,8	637,5	677,4	717,2	757,1	796,9	956,3
1,30	1,6900	0,8619	431,0	474,0	517,1	560,2	603,3	646,4	689,5	732,6	775,7	818,8	861,9	1034,3
1,35	1,8225	0,9295	464,8	511,2	557,7	604,2	650,7	697,1	743,6	790,1	836,6	883,0	929,5	1115,4
1,40	1,9600	0,9996	499,8	549,8	599,8	649,7	699,7	749,7	799,7	849,7	899,6	949,6	999,6	1199,5
1,45	2,1025	1,0723	536,2	559 8	643,4	697,0	750,6	804,2	857,8	911,5	965,1	1018,7	1072,3	1286,8
1,50	2,2500	1,1475	573,8	631,1	688,5	745,9	803,3	860,6	918,0	975,4	1032,8	1090,1	1147,5	1377,0

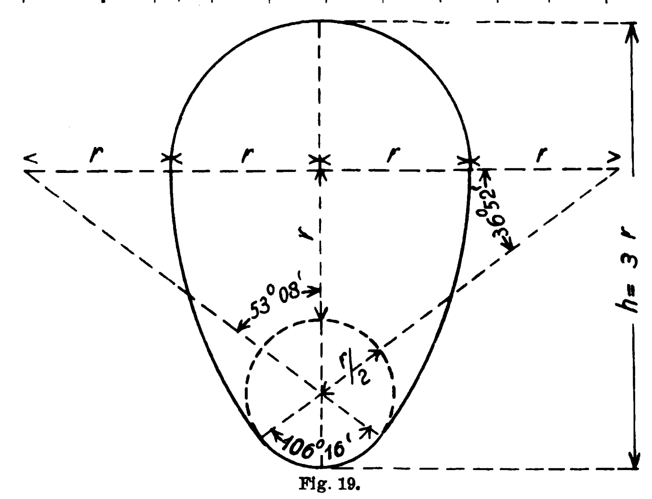


Fig. 19.

Tabelle II, 2

zur Ermittlung des Gefälles oder des Druckhöhenverlustes, welcher für das aufgefundene Eiprofil und die gewählte Geschwindigkeit v pro 1000 m Entfernung eintritt.

1	2	3	Bei einer sekundlichen Wassergeschwindigkeit von v = Meter:											
			0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,20
h	$\frac{U}{F}$	$h\,^0/_{00} = v^2 \times \ldots$	wird das erforderliche Gefäll, oder der Druckhöhenverlust $h\,^0/_{00}$ in Metern: (berechnet nach der Formel: $h\,^0/_{00} = 0{,}15 \left(1 + 0{,}03 \frac{U}{F}\right) \frac{U}{F} v^2$)											
0,60	8,627	1,629	0,407	0,494	0,586	0,689	0,798	0,917	1,043	1,178	1,319	1,471	1,629	2,346
0,65	7,963	1,480	0,370	0,448	0,533	0,626	0,725	0,833	0,947	1,070	1,199	1,336	1,480	2,131
0,70	7,395	1,356	0,339	0,411	0,488	0,574	0,664	0,764	0,868	0,980	1,098	1,224	1,356	1,953
0,75	6,901	1,250	0,313	0,379	0,450	0,529	0,613	0,704	0,800	0,904	1,013	1,129	1,250	1,800
0,80	6,472	1,159	0,290	0,351	0,417	0,490	0,568	0,653	0,742	0,838	0,939	1,047	1,159	1,669
0,85	6,090	1,080	0,270	0,327	0,388	0,456	0,529	0,608	0,691	0,781	0,875	0,975	1,080	1,555
0,90	5,751	1,012	0 253	0,307	0,364	0,428	0,496	0,570	0,648	0,732	0,820	0,914	1,012	1,457
0,95	5,448	0,951	0,238	0,288	0,342	0,402	0,466	0,535	0,609	0,688	0,770	0,859	0,951	1,369
1,00	5,176	0,897	0,224	0,272	0,323	0,379	0,440	0,505	0,574	0,649	0,727	0,810	0,897	1,292
1,05	4,930	0,849	0,212	0,257	0,307	0,359	0,416	0,478	0,543	0,614	0,688	0,767	0,849	1,223
1,10	4,706	0,806	0,202	0,244	0,290	0,341	0,395	0,454	0,516	0,583	0 653	0,728	0,806	1,161
1,15	4,500	0,766	0,192	0,232	0,276	0,324	0,375	0,431	0,490	0,554	0,620	0,692	0,766	1,103
1,20	4,314	0,731	0,183	0,222	0,263	0,309	0,358	0,412	0,468	0,529	0,592	0,660	0,731	1,053
1,25	4,141	0,698	0,175	0,211	0,251	0,295	0,342	0,393	0,447	0,505	0,565	0,630	0,698	1,005
1,30	3,982	0,669	0,167	0,203	0,241	0,283	0,328	0,377	0,428	0,484	0,542	0,604	0,669	0,963
1,35	3,834	0,641	0,160	0,194	0,231	0,271	0,314	0.361	0,410	0,463	0,519	0,579	0,641	0,923
1,40	3,697	0,616	0,154	0,187	0,222	0,261	0,302	0,347	0,394	0,445	0,499	0,556	0,616	0,887
1,45	3,570	0,593	0,148	0,180	0,213	0,251	0,291	0,334	0,380	0,429	0,480	0,535	0,593	0,854
1,50	3,451	0,571	0,143	0 173	0 206	0,242	0,280	0,321	0,365	0,413	0,463	0,516	0,571	0,822

Bemerkung zu Tabelle II 1 und 2:

Zur Erleichterung der Berechnung von $h\,^0/_{00}$ für ein in der Tabelle nicht vorhandenes v wurde in Kolònne 2 der Tabelle II, 2 der Koeffizient $\frac{U}{F}$ für die einzelnen Profile vorgetragen, ebenso das Resultat der Formel $h\,^0/_{00} = 0{,}15\left(1 + 0{,}03\frac{U}{F}\right)\frac{U}{F}\,v^2$ ausschließlich der Schlußmultiplikation mit v^2. Der Druckhöhenverlust für ein neues v ergibt sich daher durch Multiplikation des zum Quadrat erhobenen letzteren mit dem in Kolonne 3 vorgetragenen Werte.

Tabelle III.

Über die Wassermengen, welche über einen rechteckigen Überfall, dessen Dimensionen nach den dortselbst verzeichneten Normen bemessen sind, zum Abfluſs gelangen.

Berechnet nach der Formel von Braschmann

$$Q = (0{,}3838 + 0{,}0386 \frac{b}{B} + 0{,}00052 \frac{1}{h})\ b \cdot h \sqrt{2gh},$$

wobei die Druckhöhe h vom horizontalen Wasserspiegel bis zur Unterkante der Öffnung zu messen ist und b die Breite des Überfalles, B jene des Zulauf gerinnes, in welchen der Überfall eingebaut ist, bezeichnet. Der Wasserspiegel des Unterwassers muſs tiefer liegen als die Überfallskante, deren Abschrägung fluſsabwärts zu stehen hat.

h in m	$\frac{b}{B}=0{,}1$	$\frac{b}{B}=0{,}5$	$\frac{b}{B}=1{,}0$	h in m	$\frac{b}{B}=0{,}1$	$\frac{b}{B}=0{,}5$	$\frac{b}{B}=1{,}0$	Bemerkungen
	die Wassermenge Q in Sek.-Litern				die Wassermenge Q in Sek.-Litern			
0,01	1,9	2,0	2,1	0,16	112	115	120	Die Dimensionen des Überfalles sind so zu wählen, daſs sie einem der Quotienten $\frac{b}{B}$ = 0,1 bzw. 0,5 bzw. 1,0 entsprechen. Seitliche Kontraktionen sind durch trichterförmigen Einlauf in das Gerinne tunlichst zu beseitigen.
0,02	5,1	5,4	5,6	0,18	132	137	144	
0,03	9,3	9,7	10,2	0,20	154	161	168	
0,04	14,2	14,7	15,4	0,22	178	185	194	
0,05	19,6	20,5	21,4	0,24	203	211	221	
0,06	25,7	26,8	28,1	0,26	229	233	250	
0,07	32,3	33,7	35,2	0,28	256	266	279	
0,08	39,7	41,1	43,1	0,30	283	295	309	
0,09	47,0	48,9	51,2	0,35	357	370	389	
0,10	54,9	57,1	59,9	0,40	435	455	475	
0,12	72,2	74,9	78,6	0,45	519	540	567	
0,14	90,9	94,5	99,8	0,50	608	633	664	

III. Teil. Zahlentabellen.

Quadrate, Kuben, Quadrat- und Kubikwurzeln, Reziproken, natürliche Logarithmen, Kreisumfänge und Kreisinhalte aller natürlichen Zahlen von 1 bis 1000.

Der Durchmesser d des Kreises ist $= \frac{1}{10}$ dieser Zahlen genommen.

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\left.\begin{matrix}\log\\ \text{nat}\end{matrix}\right\}$ n	d = 0,1n	π d	$\frac{1}{4}\pi d^2$
0	0	0	0,0000	0,0000	∞	−∞	0,0	0,000	0,0000
1	1	1	1,0000	1,0000	1,00000	0,0000	0,1	0,314	0,0079
2	4	8	1,4142	1,2599	0,50000	0,6931	2	0,628	0,0314
3	9	27	1,7321	1,4422	0,33333	1,0986	3	0,942	0,0707
4	16	64	2,0000	1,5874	0,25000	1,3863	4	1,257	0,1257
5	25	125	2,2361	1,7100	0,20000	1,6094	5	1,571	0,1964
6	36	216	2,4495	1,8171	0,16667	1,7918	6	1,885	0,2827
7	49	343	2,6458	1,9129	0,14286	1,9459	7	2,199	0,3848
8	64	512	2,8284	2,0000	0,12500	2,0794	8	2,513	0,5026
9	81	729	3,0000	2,0801	0,11111	2,1972	9	2,827	0,6362
10	100	1000	3,1623	2,1544	0,10000	2,3026	1,0	3,142	0,7854
11	121	1331	3,3166	2,2240	0,09091	2,3979	1	3,456	0,9503
12	144	1728	3,4641	2,2894	0,08333	2,4849	2	3,770	1,1310
13	169	2197	3,6056	2,3513	0,07692	2,5649	3	4,084	1,3273
14	196	2744	3,7417	2,4101	0,07143	2,6391	4	4,398	1,5394
15	225	3375	3,8730	2,4662	0,06667	2,7081	5	4,712	1,7671
16	256	4096	4,0000	2,5198	0,06250	2,7726	6	5,027	2,0106
17	289	4913	4,1231	2,5713	0,05882	2,8332	7	5,341	2,2698
18	324	5832	4,2426	2,6207	0,05556	2,8904	8	5,655	2,5447
19	361	6859	4,3589	2,6684	0,05263	2,9444	9	5,969	2,8353
20	400	8000	4,4721	2,7144	0,05000	2,9957	2,0	6,283	3,1416
21	441	9261	4,5826	2,7589	0,04762	3,0445	1	6,597	3,4636
22	484	10648	4,6904	2,8020	0,04545	3,0910	2	6,912	3,8013
23	529	12167	4,7958	2,8439	0,04348	3,1355	3	7,226	4,1548
24	576	13824	4,8990	2,8845	0,04167	3,1781	4	7,540	4,5239
25	625	15625	5,0000	2,9240	0,04000	3,2189	5	7,854	4,9087
26	676	17576	5,0990	2,9625	0,03846	3,2581	6	8,168	5,3093
27	729	19683	5,1962	3,0000	0,03704	3,2958	7	8,482	5,7256
28	784	21952	5,2915	3,0366	0,03571	3,3322	8	8,796	6,1575
29	841	24389	5,3852	3,0723	0,03448	3,3673	9	9,111	6,6052
30	900	27000	5,4772	3,1072	0,03333	3,4012	3,0	9,425	7,0686
31	961	29791	5,5678	3,1414	0,03226	3,4340	1	9,739	7,5477
32	1024	32768	5,6569	3,1748	0,03125	3,4657	2	10,05	8,0425
33	1089	35937	5,7446	3,2075	0,03030	3,4965	3	10,37	8,5530
34	1156	39304	5,8310	3,2396	0,02941	3,5264	4	10,68	9,0792
35	1225	42875	5,9161	3,2711	0,02857	3,5553	5	11,00	9,6211
36	1296	46656	6,0000	3,3019	0,02778	3,5835	6	11,31	10,1790

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\left.\begin{matrix}\log\\ \text{nat}\end{matrix}\right\} n$	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
37	1369	50653	6,0828	3,3322	0,02703	3,6109	7	11,62	10,752
38	1444	54872	6,1644	3,3620	0,02632	3,6376	8	11,94	11,341
39	1521	59319	6,2450	3,3912	0,02564	3,6636	9	12,25	11,946
40	1600	64000	6,3246	3,4200	0,02500	3,6889	4,0	12,57	12,566
41	1681	68921	6,4031	3,4482	0,02439	3,7136	1	12,88	13,203
42	1764	74088	6,4807	3,4760	0,02381	3,7377	2	13,19	13,854
43	1849	79507	6,5574	3,5034	0,02326	3,7612	3	13,51	14,522
44	1936	85184	6,6332	3,5303	0,02273	3,7842	4	13,82	15,205
45	2025	91125	6,7082	3,5569	0,02222	3,8067	5	14,14	15,904
46	2116	97336	6,7823	3,5830	0,02174	3,8286	6	14,45	16,619
47	2209	103823	6,8557	3,6088	0,02128	3,8501	7	14,77	17,349
48	2304	110592	6,9282	3,6342	0,02083	3,8712	8	15,08	18,096
49	2401	117649	7,0000	3,6593	0,02041	3,8918	9	15,39	18,857
50	2500	125000	7,0711	3,6840	0,02000	3,9120	5,0	15,71	19,635
51	2601	132651	7,1414	3,7084	0,01961	3,9318	1	16,02	20,428
52	2704	140608	7,2111	3,7325	0,01923	3,9512	2	16,34	21,237
53	2809	148877	7,2801	3,7563	0,01887	3,9708	3	16,65	22,062
54	2916	157464	7,3485	3,7798	0,01852	3,9890	4	16,96	22,902
55	3025	166375	7,4162	3,8030	0,01818	4,0073	5	17,28	23,758
56	3136	175616	7,4833	3,8259	0,01786	4,0254	6	17,59	24,630
57	3249	185193	7,5498	3,8485	0,01754	4,0431	7	17,91	25,518
58	3364	195112	7,6158	3,8709	0,01724	4,0604	8	18,22	26,421
59	3481	205379	7,6811	3,8930	0,01695	4,0775	9	18,54	27,340
60	3600	216000	7,7460	3,9149	0,01667	4,0943	6,0	18,85	28,274
61	3721	226981	7,8102	3,9365	0,01639	4,1109	1	19,16	29,225
62	3844	238328	7,8740	3,9579	0,01613	4,1271	2	19,48	30,191
63	3969	250047	7,9373	3,9791	0,01587	4,1431	3	19,79	31,172
64	4096	262144	8,0000	4,0000	0,01563	4,1589	4	20,11	32,170
65	4225	274625	8,0623	4,0207	0,01538	4,1744	5	20,42	33,183
66	4356	287496	8,1240	4,0412	0,01515	4,1897	6	20,73	34,212
67	4489	300763	8,1854	4,0615	0,01493	4,2047	7	21,05	35,257
68	4624	314432	8,2462	4,0817	0,01471	4,2195	8	21,36	36,317
69	4761	328509	8,3066	4,1016	0,01449	4,2341	9	21,68	37,393
70	4900	343000	8,3666	4,1213	0,01429	4,2485	7,0	21,99	38,485
71	5041	357911	8,4261	4,1408	0,01408	4,2627	1	22,31	39,592
72	5184	373248	8,4853	4,1602	0,01389	4,2767	2	22,62	40,715
73	5329	389017	8,5440	4,1793	0,01370	4,2905	3	22,93	41,854
74	5476	405224	8,6023	4,1983	0,01351	4,3041	4	23,25	43,008
75	5625	421875	8,6603	4,2172	0,01333	4,3175	5	23,56	44,179
76	5776	438976	8,7178	4,2358	0,01316	4,3307	6	23,88	45,365
77	5929	456533	8,7750	4,2543	0,01299	4,3438	7	24,19	46,566
78	6084	474552	8,8318	4,2727	0,01282	4,3567	8	24,50	47,784
79	6241	493039	8,8882	4,2908	0,01266	4,3694	9	24,82	49,017
80	6400	512000	8,9443	4,3089	0,01250	4,3820	8,0	25,13	50,265

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
81	6561	531441	9,0000	4,3267	0,01235	4,3944	1	25,45	51,530
82	6724	551368	9,0554	4,3445	0,01220	4,4067	2	25,76	52,810
83	6889	571787	9,1104	4,3621	0,01205	4,4188	3	26,08	54,106
84	7056	592704	9,1652	4,3795	0,01190	4,4308	4	26,39	55,418
85	7225	614125	9,2195	4,3968	0,01176	4,4427	5	26,70	56,745
86	7396	636056	9,2736	4,4140	0,01163	4,4543	6	27,02	58,088
87	7569	658503	9,3274	4,4310	0,01149	4,4659	7	27,33	59,447
88	7744	681472	9,3808	4,4480	0,01136	4,4773	8	27,65	60,821
89	7921	704969	9,4340	4,4647	0,01124	4,4886	9	27,96	62,211
90	8100	729000	9,4868	4,4814	0,01111	4,4998	9,0	28,27	63,617
91	8281	753571	9,5394	4,4979	0,01099	4,5109	1	28,59	65,039
92	8464	778688	9,5917	4,5144	0,01087	4,5218	2	28,90	66,476
93	8649	804357	9,6437	4,5307	0,01075	4,5326	3	29,22	67,929
94	8836	830584	9,6954	4,5468	0,01064	4,5433	4	29,53	69,398
95	9025	857375	9,7468	4,5629	0,01053	4,5539	5	29,85	70,882
96	9216	884736	9,7980	4,5789	0,01042	4,5643	6	30,16	72,382
97	9409	912673	9,8489	4,5947	0,01031	4,5747	7	30,47	73,898
98	9604	941192	9,8995	4,6104	0,01020	4,5850	8	30,79	75,430
99	9801	970299	9,9499	4,6261	0,01010	4,5951	9	31,10	76,977
100	10000	1000000	10,0000	4,6416	0,01000	4,6052	10,0	31,42	78,540
101	10201	1030301	10,0499	4,6570	0,00990	4,6151	1	31,73	80,118
102	10404	1061208	10,0995	4,6723	0,00980	4,6250	2	32,04	81,713
103	10609	1092727	10,1489	4,6875	0,00971	4,6347	3	32,36	83,323
104	10816	1124864	10,1980	4,7027	0,00962	4,6444	4	32,67	84,949
105	11025	1157625	10,2470	4,7177	0,00952	4,6540	5	32,99	86,590
106	11236	1191016	10,2956	4,7326	0,00943	4,6634	6	33,30	88,247
107	11449	1225043	10,3441	4,7475	0,00935	4,6728	7	33,62	89,920
108	11664	1259712	10,3923	4,7622	0,00926	4,6821	8	33,93	91,609
109	11881	1295029	10,4403	4,7769	0,00917	4,6913	9	34,24	93,313
110	12100	1331000	10,4881	4,7914	0,00909	4,7005	11,0	34,56	95,033
111	12321	1367631	10,5357	4,8059	0,00901	4,7095	1	34,87	96,769
112	12544	1404928	10,5830	4,8203	0,00893	4,7185	2	35,19	98,520
113	12769	1442897	10,6301	4,8346	0,00885	4,7274	3	35,50	100,287
114	12996	1481544	10,6771	4,8488	0,00877	4,7362	4	35,81	102,070
115	13225	1520875	10,7238	4,8629	0,00870	4,7449	5	36,13	103,869
116	13456	1560896	10,7703	4,8770	0,00862	4,7536	6	36,44	105,683
117	13689	1601613	10,8167	4,8910	0,00855	4,7622	7	36,76	107,513
118	13924	1643032	10,8628	4,9049	0,00847	4,7707	8	37,07	109,359
119	14161	1685159	10,9087	4,9187	0,00840	4,7791	9	37,38	111,220
120	14400	1728000	10,9545	4,9324	0,00833	4,7875	12,0	37,70	113,097
121	14641	1771561	11,0000	4,9461	0,00826	4,7958	1	38,01	114,990
122	14884	1815848	11,0454	4,9597	0,00820	4,8040	2	38,33	116,899
123	15129	1860867	11,0905	4,9732	0,00813	4,8122	3	38,64	118,823
124	15376	1906624	11,1355	4,9866	0,00806	4,8203	4	38,96	120,763

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\left.\begin{matrix}\log\\ \text{nat}\end{matrix}\right\}n$	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
125	15625	1953125	11,1803	5,0000	0,00800	4,8283	5	39,27	122,72
126	15876	2000376	11,2250	5,0133	0,00794	4,8363	6	39,58	124,69
127	16129	2048383	11,2694	5,0265	0,00787	4,8442	7	39,90	126,68
128	16384	2097152	11,3137	5,0397	0,00781	4,8520	8	40,21	128,68
129	16641	2146689	11,3578	5,0528	0,00775	4,8598	9	40,53	130,70
130	16900	2197000	11,4018	5,0658	0,00769	4,8675	13,0	40,84	132,73
131	17161	2248091	11,4455	5,0788	0,00763	4,8752	1	41,15	134,78
132	17424	2299968	11,4891	5,0916	0,00758	4,8828	2	41,47	136,85
133	17689	2352637	11,5326	5,1045	0,00752	4,8903	3	41,78	138,93
134	17956	2406104	11,5758	5,1172	0,00746	4,8978	4	42,10	141,03
135	18225	2460375	11,6190	5,1299	0,00741	4,9053	5	42,41	143,14
136	18496	2515456	11,6619	5,1426	0,00735	4,9127	6	42,73	145,27
137	18769	2571353	11,7047	5,1551	0,00730	4,9200	7	43,04	147,41
138	19044	2628072	11,7473	5,1676	0,00725	4,9273	8	43,35	149,57
139	19321	2685619	11,7898	5,1801	0,00719	4,9345	9	43,67	151,75
140	19600	2744000	11,8322	5,1925	0,00714	4,9416	14,0	43,98	153,94
141	19881	2803221	11,8743	5,2048	0,00709	4,9488	1	44,30	156,15
142	20164	2863288	11,9164	5,2171	0,00704	4,9558	2	44,61	158,37
143	20449	2924207	11,9583	5,2293	0,00699	4,9628	3	44,92	160,61
144	20736	2985984	12,0000	5,2415	0,00694	4,9698	4	45,24	162,86
145	21025	3048625	12,0416	5,2536	0,00690	4,9767	5	45,55	165,13
146	21316	3112136	12,0830	5,2656	0,00685	4,9836	6	45,87	167,42
147	21609	3176523	12,1244	5,2776	0,00680	4,9904	7	46,18	169,72
148	21904	3241792	12,1655	5,2896	0,00676	4,9972	8	46,50	172,03
149	22201	3307949	12,2066	5,3015	0,00671	5,0039	9	46,81	174,37
150	22500	3375000	12,2474	5,3133	0,00667	5,0106	15,0	47,12	176,71
151	22801	3442951	12,2882	5,3251	0,00662	5,0173	1	47,44	179,08
152	23104	3511808	12,3288	5,3368	0,00658	5,0239	2	47,75	181,46
153	23409	3581577	12,3693	5,3485	0,00654	5,0304	3	48,07	183,85
154	23716	3652264	12,4097	5,3601	0,00649	5,0370	4	48,38	186,27
155	24025	3723875	12,4499	5,3717	0,00645	5,0434	5	48,69	188,69
156	24336	3796416	12,4900	5,3832	0,00641	5,0499	6	49,01	191,13
157	24649	3869893	12,5300	5,3947	0,00637	5,0562	7	49,32	193,59
158	24964	3944312	12,5698	5,4061	0,00633	5,0626	8	49,64	196,07
159	25281	4019679	12,6095	5,4175	0,00629	5,0689	9	49,95	198,56
160	25600	4096000	12,6491	5,4288	0,00625	5,0752	16,0	50,27	201,06
161	25921	4173281	12,6886	5,4401	0,00621	5,0814	1	50,58	203,58
162	26244	4251528	12,7279	5,4514	0,00617	5,0876	2	50,89	206,12
163	26569	4330747	12,7671	5,4626	0,00613	5,0938	3	51,21	208,67
164	26896	4410944	12,8062	5,4737	0,00610	5,0999	4	51,52	211,24
165	27225	4492125	12,8452	5,4848	0,00606	5,1059	5	51,84	213,82
166	27556	4574296	12,8841	5,4959	0,00602	5,1120	6	52,15	216,42
167	27889	4657463	12,9228	5,5069	0,00599	5,1180	7	52,46	219,04
168	28224	4741632	12,9615	5,5178	0,00595	5,1240	8	52,78	221,67

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	π d	$\frac{1}{4}\pi d^2$
169	28561	4826809	13,0000	5,5288	0,00592	5,1299	9	53,09	224,32
170	28900	4913000	13,0384	5,5397	0,00588	5,1358	17,0	53,41	226,98
171	29241	5000211	13,0767	5,5505	0,00585	5,1417	1	53,72	229,66
172	29584	5088448	13,1149	5,5613	0,00581	5,1475	2	54,04	232,35
173	29929	5177717	13,1529	5,5721	0,00578	5,1533	3	54,35	235,06
174	30276	5268024	13,1909	5,5828	0,00575	5,1591	4	54,66	237,79
175	30625	5359375	13,2288	5,5934	0,00571	5,1648	5	54,98	240,53
176	30976	5451776	13,2665	5,6041	0,00568	5,1705	6	55,29	243,28
177	31329	5545233	13,3041	5,6147	0,00565	5,1761	7	55,61	246,06
178	31684	5639752	13,3417	5,6252	0,00562	5,1818	8	55,92	248,85
179	32041	5735339	13,3791	5,6357	0,00559	5,1874	9	56,23	251,65
180	32400	5832000	13,4164	5,6462	0,00556	5,1930	18,0	56,55	254,47
181	32761	5929741	13,4536	5,6567	0,00552	5,1985	1	56,86	257,30
182	33124	6028568	13,4907	5,6671	0,00549	5,2040	2	57,18	260,16
183	33489	6128487	13,5277	5,6774	0,00546	5,2095	3	57,49	263,02
184	33856	6229504	13,5647	5,6877	0,00543	5,2149	4	57,81	265,90
185	34225	6331625	13,6015	5,6980	0,00541	5,2204	5	58,12	268,80
186	34596	6434856	13,6382	5,7083	0,00538	5,2257	6	58,43	271,72
187	34969	6539203	13,6748	5,7185	0,00535	5,2311	7	58,75	274,65
188	35344	6644672	13,7113	5,7287	0,00532	5,2364	8	59,06	277,59
189	35721	6751269	13,7477	5,7388	0,00529	5,2417	9	59,38	280,55
190	36100	6859000	13,7840	5,7489	0,00526	5,2470	19,0	59,69	283,53
191	36481	6967871	13,8203	5,7590	0,00524	5,2523	1	60,00	286,52
192	36864	7077888	13,8564	5,7690	0,00521	5,2575	2	60,32	289,53
193	37249	7189057	13,8924	5,7790	0,00518	5,2627	3	60,63	292,55
194	37636	7301384	13,9284	5,7890	0,00515	5,2679	4	60,95	295,59
195	38025	7414875	13,9642	5,7989	0,00513	5,2730	5	61,26	298,65
196	38416	7529536	14,0000	5,8088	0,00510	5,2781	6	61,58	301,72
197	38809	7645373	14,0357	5,8186	0,00508	5,2832	7	61,89	304,81
198	39204	7762392	14,0712	5,8285	0,00505	5,2883	8	62,20	307,91
199	39601	7880599	14,1067	5,8383	0,00503	5,2933	9	62,52	311,03
200	40000	8000000	14,1421	5,8480	0,00500	5,2983	20,0	62,83	314,16
201	40401	8120601	14,1774	5,8578	0,00498	5,3033	1	63,15	317,31
202	40804	8242408	14,2127	5,8675	0,00495	5,3083	2	63,46	320,47
203	41209	8365427	14,2478	5,8771	0,00493	5,3132	3	63,77	323,65
204	41616	8489664	14,2829	5,8868	0,00490	5,3181	4	64,09	326,85
205	42025	8615125	14,3178	5,8964	0,00488	5,3230	5	64,40	330,06
206	42436	8741816	14,3527	5,9059	0,00485	5,3279	6	64,72	333,29
207	42849	8869743	14,3875	5,9155	0,00483	5,3327	7	65,03	336,54
208	43264	8998912	14,4223	5,9250	0,00481	5,3375	8	65,35	339,79
209	43681	9129329	14,4568	5,9345	0,00478	5,3423	9	65,66	343,07
210	44100	9261000	14,4914	5,9439	0,00476	5,3471	21,0	65,97	346,36
211	44521	9393931	14,5258	5,9533	0,00474	5,3519	1	66,29	349,67
212	44944	9528128	14,5602	5,9627	0,00472	5,3566	2	66,60	352,99

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
213	45369	9663597	14,5945	5,9721	0,00469	5,3613	3	66,92	356,33
214	45796	9800344	14,6287	5,9814	0,00467	5,3660	4	67,23	359,68
215	46225	9938375	14,6629	5,9907	0,00465	5,3706	5	67,54	363,05
216	46656	10077696	14,6969	6,0000	0,00463	5,3753	6	67,86	366,44
217	47089	10218313	14,7309	6,0092	0,00461	5,3799	7	68,17	369,84
218	47524	10360232	14,7648	6,0185	0,00459	5,3845	8	68,49	373,25
219	47961	10503459	14,7986	6,0277	0,00457	5,3891	9	68,80	376,68
220	48400	10648000	14,8324	6,0368	0,00455	5,3936	22,0	69,12	380,13
221	48841	10793861	14,8661	6,0459	0,00452	5,3982	1	69,43	383,60
222	49284	10941048	14,8997	6,0550	0,00450	5,4027	2	69,74	387,08
223	49729	11089567	14,9332	6,0641	0,00448	5,4072	3	70,06	390,57
224	50176	11239424	14,9666	6,0732	0,00446	5,4116	4	70,37	394,08
225	50625	11390625	15,0000	6,0822	0,00444	5,4161	5	70,69	397,61
226	51076	11543176	15,0333	6,0912	0,00442	5,4205	6	71,00	401,15
227	51529	11697083	15,0665	6,1002	0,00441	5,4250	7	71,31	404,71
228	51984	11852352	15,0997	6,1091	0,00439	5,4293	8	71,63	408,28
229	52441	12008989	15,1327	6,1180	0,00437	5,4337	9	71,94	411,87
230	52900	12167000	15,1658	6,1269	0,00435	5,4381	23,0	72,26	415,48
231	53361	12326391	15,1987	6,1358	0,00433	5,4424	1	72,57	419,10
232	53824	12487168	15,2315	6,1446	0,00431	5,4467	2	72,88	422,73
233	54289	12649337	15,2643	6,1534	0,00429	5,4510	3	73,20	426,38
234	54756	12812904	15,2971	6,1622	0,00427	5,4553	4	73,51	430,05
235	55225	12977875	15,3297	6,1710	0,00426	5,4596	5	73,83	433,74
236	55696	13144256	15,3623	6,1797	0,00424	5,4638	6	74,14	437,44
237	56169	13312053	15,3948	6,1885	0,00422	5,4681	7	74,46	441,15
238	56644	13481272	15,4272	6,1972	0,00420	5,4723	8	74,77	444,88
239	57121	13651919	15,4596	6,2058	0,00418	5,4765	9	75,08	448,63
240	57600	13824000	15,4919	6 2145	0,00417	5,4806	24,0	75,40	452,39
241	58081	13997521	15,5242	6,2231	0,00415	5,4848	1	75,71	456,17
242	58564	14172488	15,5563	6,2317	0,00413	5,4889	2	76,03	459,96
243	59049	14348907	15,5885	6,2403	0,00412	5,4931	3	76,34	463,77
244	59536	14526784	15,6205	6,2488	0,00410	5,4972	4	76,65	467,59
245	60025	14706125	15,6525	6,2573	0,00408	5,5013	5	76,97	471,44
246	60516	14886936	15,6844	6,2658	0,00407	5,5053	6	77,28	475,29
247	61009	15069223	15,7162	6,2743	0,00405	5,5094	7	77,60	479,16
248	61504	15252992	15,7480	6,2828	0,00403	5,5134	8	77,91	483,05
249	62001	15438249	15,7797	6,2912	0,00402	5,5175	9	78,23	486,95
250	62500	15625000	15,8114	6,2996	0,00400	5,5215	25,0	78,54	490,87
251	63001	15813251	15,8430	6,3080	0,00398	5,5255	1	78,85	494,81
252	63504	16003008	15,8745	6,3164	0,00397	5,5294	2	79,17	498,76
253	64009	16194277	15,9060	6,3247	0,00395	5,5334	3	79,48	502,73
254	64516	16387064	15,9374	6,3330	0,00394	5,5373	4	79,80	506,71
255	65025	16581375	15,9687	6,3413	0,00392	5,5413	5	80,11	510,71
256	65536	16777216	16,0000	6,3496	0,00391	5,5452	6	80,42	514,72

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
257	66049	16974593	16,0312	6,3579	0,00389	5,5491	7	80,74	518,75
258	66564	17173512	16,0624	6,3661	0,00388	5,5530	8	81,05	522,79
259	67081	17373979	16,0935	6,3743	0,00386	5,5568	9	81,37	526,85
260	67600	17576000	16,1245	6,3825	0,00385	5,5607	26,0	81,68	530,93
261	68121	17779581	16,1555	6,3907	0,00383	5,5645	1	82,00	535,02
262	68644	17984728	16,1864	6,3988	0,00382	5,5683	2	82,31	539,13
263	69169	18191447	16,2173	6,4070	0,00380	5,5722	3	82,62	543,25
264	69696	18399744	16,2481	6,4151	0,00379	5,5759	4	82,94	547,39
265	70225	18609625	16,2788	6,4232	0,00377	5,5797	5	83,25	551,55
266	70756	18821096	16,3095	6,4312	0,00376	5,5835	6	83,57	555,72
267	71289	19034163	16,3401	6,4393	0,00375	5,5872	7	83,88	559,90
268	71824	19248832	16,3707	6,4473	0,00373	5,5910	8	84,19	564,10
269	72361	19465109	16,4012	6,4553	0,00372	5,5947	9	84,51	568,32
270	72900	19683000	16,4317	6,4633	0,00370	5,5984	27,0	84,82	572,56
271	73441	19902511	16,4621	6,4713	0,00369	5,6021	1	85,14	576,80
272	73984	20123648	16,4924	6,4792	0,00368	5,6058	2	85,45	581,07
273	74529	20346417	16,5227	6,4872	0,00366	5,6095	3	85,77	585,35
274	75076	20570824	16,5529	6,4951	0,00365	5,6131	4	86,08	589,65
275	75625	20796875	16,5831	6,5030	0,00364	5,6168	5	86,39	593,96
276	76176	21024576	16,6132	6,5108	0,00362	5,6204	6	86,71	598,28
277	76729	21253933	16,6433	6,5187	0,00361	5,6240	7	87,02	602,63
278	77284	21484952	16,6733	6,5265	0,00360	5,6276	8	87,34	606,99
279	77841	21717639	16,7033	6,5343	0,00358	5,6312	9	87,65	611,36
280	78400	21952000	16,7332	6,5421	0,00357	5,6348	28,0	87,96	615,75
281	78961	22188041	16,7631	6,5499	0,00356	5,6384	1	88,28	620,16
282	79524	22425768	16,7929	6,5577	0,00355	5,6419	2	88,59	624,58
283	80089	22665187	16,8226	6,5654	0,00353	5,6454	3	88,91	629,02
284	80656	22906304	16,8523	6,5731	0,00352	5,6490	4	89,22	633,47
285	81225	23149125	16,8819	6,5808	0,00351	5,6525	5	89,54	637,94
286	81796	23393656	16,9115	6,5885	0,00350	5,6560	6	89,85	642,42
287	82369	23639903	16,9411	6,5962	0,00348	5,6595	7	90,16	646,92
288	82944	23887872	16,9706	6,6039	0,00347	5,6630	8	90,48	651,44
289	83521	24137569	17,0000	6,6115	0,00346	5,6664	9	90,79	655,97
290	84100	24389000	17,0294	6,6191	0,00345	5,6699	29,0	91,11	660,52
291	84681	24642171	17,0587	6,6267	0,00344	5,6733	1	91,42	665,08
292	85264	24897088	17,0880	6,6343	0,00342	5,6768	2	91,73	669,66
293	85849	25153757	17,1172	6,6419	0,00341	5,6802	3	92,05	674,26
294	86436	25412184	17,1464	6,6492	0,00340	5,6836	4	92,36	678,87
295	87025	25672375	17,1756	6,6569	0,00339	5,6870	5	92,68	683,49
296	87616	25934336	17,2047	6,6644	0,00338	5,6904	6	92,99	688,13
297	88209	26198073	17,2337	6,6719	0,00337	5,6937	7	93,31	692,79
298	88804	26463592	17,2627	6,6794	0,00336	5,6971	8	93,62	697,46
299	89401	26730899	17,2916	6,6869	0,00334	5,7004	9	93,93	702,15
300	90000	27000000	17,3205	6,6943	0,00333	5,7038	30,0	94,25	706,86

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
301	90601	27270901	17,3494	6,7018	0,00332	5,7071	1	94.56	711,58
302	91204	27543608	17,3781	6,7092	0,00331	5,7104	2	94,88	716,31
303	91809	27818127	17,4069	6,7166	0,00330	5,7137	3	95,19	721,07
304	92416	28094464	17,4356	6,7240	0,00329	5,7170	4	95,50	725,83
305	93025	28372625	17,4642	6,7313	0,00328	5,7203	5	95,82	730,62
306	93636	28652616	17,4929	6,7387	0,00327	5,7236	6	96,13	735,42
307	94249	28934443	17,5214	6,7460	0,00326	5,7268	7	96,45	740,23
308	94864	29218112	17,5499	6,7533	0,00325	5,7301	8	96,76	745,06
309	95481	29503629	17,5784	6,7606	0,00324	5,7333	9	97,08	749,91
310	96100	29791000	17,6068	6,7679	0,00323	5,7366	31,0	97,39	754,77
311	96721	30080231	17,6352	6,7752	0,00322	5,7398	1	97,70	759,64
312	97344	30371328	17,6635	6,7824	0,00321	5,7430	2	98,02	764,54
313	97969	30664297	17,6918	6,7897	0,00319	5,7462	3	98,33	769,44
314	98596	30959144	17,7200	6,7969	0,00318	5,7494	4	98,65	774,37
315	99225	31255875	17,7482	6,8041	0,00317	5,7526	5	98,96	779,31
316	99856	31554496	17,7764	6,8113	0,00316	5,7557	6	99,27	784,27
317	100489	31855013	17,8045	6,8185	0,00315	5,7589	7	99,59	789,24
318	101124	32157432	17,8326	6,8256	0,00314	5,7621	8	99,90	794,23
319	101761	32461759	17,8606	6,8328	0,00313	5,7652	9	100,2	799,23
320	102400	32768000	17,8885	6,8399	0,00313	5,7683	32,0	100,5	804,25
321	103041	33076161	17,9165	6,8470	0,00312	5,7714	1	100,8	809,28
322	103684	33386248	17,9444	6,8541	0,00311	5,7746	2	101,2	814,33
323	104329	33698267	17,9722	6,8612	0,00310	5,7777	3	101,5	819,40
324	104976	34012224	18,0000	6,8683	0,00309	5,7807	4	101,8	824,48
325	105625	34328125	18,0278	6,8753	0,00308	5,7838	5	102,1	829,58
326	106276	34645976	18,0555	6,8824	0,00307	5,7869	6	102,4	834,69
327	106929	34965783	18,0831	6,8894	0,00306	5,7900	7	102,7	839,82
328	107584	35287552	18,1108	6,8964	0,00305	5,7930	8	103,0	844,96
329	108241	35611289	18,1384	6,9034	0,00304	5,7961	9	103,4	850,12
330	108900	35937000	18,1659	6,9104	0,00303	5,7991	33,0	103,7	855,30
331	109561	36264691	18,1934	6,9174	0,00302	5,8021	1	104,0	860,49
332	110224	36594368	18,2209	6,9244	0,00301	5,8051	2	104,3	865,70
333	110889	36926037	18,2483	6,9313	0,00300	5,8081	3	104,6	870,92
334	111556	37259704	18,2757	6,9382	0,00299	5,8111	4	104,9	876,16
335	112225	37595375	18,3030	6,9451	0,00299	5,8141	5	105,2	881,41
336	112896	37933056	18,3303	6,9521	0,00298	5,8171	6	105,6	886,68
337	113569	38272753	18,3576	6,9589	0,00297	5,8201	7	105,9	891,97
338	114244	38614472	18,3848	6,9658	0,00296	5,8230	8	106,2	897,27
339	114921	38958219	18,4120	6,9727	0,00295	5,8260	9	106,5	902,59
340	115600	39304000	18,4391	6,9795	0,00294	5,8289	34,0	106,8	907,92
341	116281	39651821	18,4662	6,9864	0,00293	5,8319	1	107,1	913,27
342	116964	40001688	18,4932	6,9932	0,00292	5,8348	2	107,4	918,63
343	117649	40353607	18,5203	7,0000	0,00292	5,8377	3	107,8	924,01
344	118336	40707584	18,5472	7,0068	0,00291	5,8406	4	108,1	929,41

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	π d	$\frac{1}{4}\pi d^2$
345	119025	41063625	18,5742	7,0136	0,00290	5,8435	5	108,4	934,82
346	119716	41421736	18,6011	7,0203	0,00289	5,8464	6	108,7	940,25
347	120409	41781923	18,6279	7,0271	0,00288	5,8493	7	109,0	945,69
348	121104	42144192	18,6548	7,0338	0,00287	5,8522	8	109,3	951,15
349	121801	42508549	18,6815	7,0406	0,00287	5,8551	9	109,6	956,62
350	122500	42875000	18,7083	7,0473	0,00286	5,8579	35,0	110,0	962,11
351	123201	43243551	18,7350	7,0540	0,00285	5,8608	1	110,3	967,62
352	123904	43614208	18,7617	7,0607	0,00284	5,8636	2	110,6	973,14
353	124609	43986977	18,7883	7,0674	0,00283	5,8665	3	110,9	978,68
354	125316	44361864	18,8149	7,0740	0,00282	5,8693	4	111,2	984,23
355	126025	44738875	18,8414	7,0807	0,00282	5,8721	5	111,5	989,80
356	126736	45118016	18,8680	7,0873	0,00281	5,8749	6	111,8	995,38
357	127449	45499293	18,8944	7,0940	0,00280	5,8777	7	112,2	1001,0
358	128164	45882712	18,9209	7,1006	0,00279	5,8805	8	112,5	1006,6
359	128881	46268279	18,9473	7,1072	0,00279	5,8833	9	112,8	1012,2
360	129600	46656000	18,9737	7,1138	0,00278	5,8861	36,0	113,1	1017,9
361	130321	47045881	19,0000	7,1204	0,00277	5,8889	1	113,4	1023,5
362	131044	47437928	19,0263	7,1269	0,00276	5,8916	2	113,7	1029,2
363	131769	47832147	19,0526	7,1335	0,00275	5,8944	3	114,0	1034,9
364	132496	48228544	19,0788	7,1400	0,00275	5,8972	4	114,4	1040,6
365	133225	48627125	19,1050	7,1466	0,00274	5,8999	5	114,7	1046,3
366	133956	49027896	19,1311	7,1531	0,00273	5,9026	6	115,0	1052,1
367	134689	49430863	19,1572	7,1596	0,00272	5,9054	7	115,3	1057,8
368	135424	49836032	19,1833	7,1661	0,00272	5,9081	8	115,6	1063,6
369	136161	50243409	19,2094	7,1726	0,00271	5,9108	9	115,9	1069,4
370	136900	50653000	19,2354	7,1791	0,00270	5,9135	37,0	116,2	1075,2
371	137641	51064811	19,2614	7,1855	0,00270	5,9162	1	116,6	1081,0
372	138384	51478848	19,2873	7,1920	0,00269	5,9189	2	116,9	1086,9
373	139129	51895117	19,3132	7,1984	0,00268	5,9216	3	117,2	1092,7
374	139876	52313624	19,3391	7,2048	0,00267	5,9243	4	117,5	1098,6
375	140625	52734375	19,3649	7,2112	0,00267	5,9269	5	117,8	1104,5
376	141376	53157376	19,3907	7,2177	0,00266	5,9296	6	118,1	1110,4
377	142129	53582633	19,4165	7,2240	0,00265	5,9322	7	118,4	1116,3
378	142884	54010152	19,4422	7,2304	0,00265	5,9349	8	118,8	1122,2
379	143641	54439939	19,4679	7,2368	0,00264	5,9375	9	119,1	1128,1
380	144400	54872000	19,4936	7,2432	0,00263	5,9402	38,0	119,4	1134,1
381	145161	55306341	19,5192	7,2495	0,00262	5,9428	1	119,7	1140,1
382	145924	55742968	19,5448	7,2558	0,00262	5,9454	2	120,0	1146,1
383	146689	56181887	19,5704	7,2622	0,00261	5,9480	3	120,3	1152,1
384	147456	56623104	19,5959	7,2685	0,00260	5,9506	4	120,6	1158,1
385	148225	57066625	19,6214	7,2748	0,00260	5,9532	5	121,0	1164,2
386	148996	57512456	19,6469	7,2811	0,00259	5,9558	6	121,3	1170,2
387	149769	57960603	19,6723	7,2874	0,00258	5,9584	7	121,6	1176,3
388	150544	58411072	19,6977	7,2936	0,00258	5,9610	8	121,9	1182,4

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\left.\begin{matrix}\log\\ \text{nat}\end{matrix}\right\}n$	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
389	151321	58863869	19,7231	7,2999	0,00257	5,9636	9	122,2	1188,5
390	152100	59319000	19,7484	7,3061	0,00256	5,9661	39,0	122,5	1194,6
391	152881	59776471	19,7737	7,3124	0,00256	5,9687	1	122,8	1200,7
392	153664	60236288	19,7990	7,3186	0,00255	5,9713	2	123,2	1206,9
393	154449	60698457	19,8242	7,3248	0,00254	5,9738	3	123,5	1213,0
394	155236	61162984	19,8494	7,3310	0,00254	5,9764	4	123,8	1219,2
395	156025	61629875	19,8746	7,3372	0,00253	5,9789	5	124,1	1225,4
396	156816	62099136	19,8997	7,3434	0,00253	5,9814	6	124,4	1231,6
397	157609	62570773	19,9249	7,3496	0,00252	5,9839	7	124,7	1237,9
398	158404	63044792	19,9499	7,3558	0,00251	5,9865	8	125,0	1244,1
399	159201	63521199	19,9750	7,3619	0,00251	5,9890	9	125,3	1250,4
400	160000	64000000	20,0000	7,3681	0,00250	5,9914	40,0	125,7	1256,6
401	160801	64481201	20,0250	7,3742	0,00249	5,9940	1	126,0	1262,9
402	161604	64964808	20,0499	7,3803	0,00249	5,9965	2	126,3	1269,2
403	162409	65450827	20,0749	7,3864	0,00248	5,9989	3	126,6	1275,6
404	163216	65939264	20,0998	7,3925	0,00248	6,0014	4	126,9	1281,9
405	164025	66430125	20,1246	7,3986	0,00247	6,0039	5	127,2	1288,2
406	164836	66923416	20,1494	7,4047	0,00246	6,0064	6	127,5	1294,6
407	165649	67419143	20,1742	7,4108	0,00246	6,0088	7	127,9	1301,0
408	166464	67917312	20,1990	7,4169	0,00245	6,0113	8	128,2	1307,4
409	167281	68417929	20,2237	7,4229	0,00244	6,0137	9	128,5	1313,8
410	168100	68921000	20,2485	7,4290	0,00244	6,0162	41,0	128,8	1320,3
411	168921	69426531	20,2731	7,4350	0,00243	6,0186	1	129,1	1326,7
412	169744	69934528	20,2978	7,4410	0,00243	6,0210	2	129,4	1333,2
413	170569	70444997	20,3224	7,4470	0,00242	6,0234	3	129,7	1339,6
414	171396	70957944	20,3470	7,4530	0,00242	6,0259	4	130,1	1346,1
415	172225	71473375	20,3715	7,4590	0,00241	6,0283	5	130,4	1352,7
416	173056	71991296	20,3961	7,4650	0,00240	6,0307	6	130,7	1359,2
417	173889	72511713	20,4206	7,4710	0,00240	6,0331	7	131,0	1365,7
418	174724	73034632	20,4450	7,4770	0,00239	6,0355	8	131,3	1372,3
419	175561	73560059	20,4695	7,4829	0,00239	6,0379	9	131,6	1378,9
420	176400	74088000	20,4939	7,4889	0,00238	6,0403	42,0	131,9	1385,4
421	177241	74618461	20,5183	7,4948	0,00238	6,0426	1	132,3	1392,0
422	178084	75151448	20,5426	7,5007	0,00237	6,0450	2	132,6	1398,7
423	178929	75686967	20,5670	7,5067	0,00236	6,0474	3	132,9	1405,3
424	179776	76225024	20,5913	7,5126	0,00236	6,0497	4	133,2	1412,0
425	180625	76765625	20,6155	7,5185	0,00235	6,0521	5	133,5	1418,6
426	181476	77308776	20,6398	7,5244	0,00235	6,0544	6	133,8	1425,3
427	182329	77854483	20,6640	7,5302	0,00234	6,0568	7	134,1	1432,0
428	183184	78402752	20,6882	7,5361	0,00234	6,0591	8	134,5	1438,7
429	184041	78953589	20,7123	7,5420	0,00233	6,0615	9	134,8	1445,5
430	184900	79507000	20,7364	7,5478	0,00233	6,0638	43,0	135,1	1452,2
431	185761	80062991	20,7605	7,5537	0,00232	6,0661	1	135,4	1459,0
432	186624	80621568	20,7846	7,5595	0,00231	6,0684	2	135,7	1465,7

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
433	187489	81182737	20,8087	7,5654	0,00231	6,0707	3	136,0	1472,5
434	188356	81746504	20,8327	7,5712	0,00230	6,0730	4	136,3	1479,3
435	189225	82312875	20,8567	7,5770	0,00230	6,0753	5	136,7	1486,2
436	190096	82881856	20,8806	7,5828	0,00229	6,0776	6	137,0	1493,0
437	190969	83453453	20,9045	7,5886	0,00229	6,0799	7	137,3	1499,9
438	191844	84027672	20,9284	7,5944	0,00228	6,0822	8	137,6	1506,7
439	192721	84604519	20,9523	7,6001	0,00228	6,0845	9	137,9	1513,6
440	193600	85184000	20,9762	7,6059	0,00227	6,0868	44,0	138,2	1520,5
441	194481	85766121	21,0000	7,6117	0,00227	6,0890	1	138,5	1527,5
442	195364	86350888	21,0238	7,6174	0,00226	6,0913	2	138,9	1534,4
443	196249	86938307	21,0476	7,6232	0,00226	6,0936	3	139,2	1541,3
444	197136	87528384	21,0713	7,6289	0,00225	6,0958	4	139,5	1548,3
445	198025	88121125	21,0950	7,6346	0,00225	6,0981	5	139,8	1555,3
446	198916	88716536	21,1187	7,6403	0,00224	6,1003	6	140,1	1562,3
447	199809	89314623	21,1424	7,6460	0,00224	6,1026	7	140,4	1569,3
448	200704	89915392	21,1660	7,6517	0,00223	6,1048	8	140,7	1576,3
449	201601	90518849	21,1896	7,6574	0,00223	6,1070	9	141,1	1583,4
450	202500	91125000	21,2132	7,6631	0,00222	6,1092	45,0	141,4	1590,4
451	203401	91733851	21,2368	7,6688	0,00222	6,1115	1	141,7	1597,5
452	204304	92345408	21,2603	7,6744	0,00221	6,1137	2	142,0	1604,6
453	205209	92959677	21,2838	7,6801	0,00221	6,1159	3	142,3	1611,7
454	206116	93576664	21,3073	7,6857	0,00220	6,1181	4	142,6	1618,8
455	207025	94196375	21,3307	7,6914	0,00220	6,1203	5	142,9	1626,0
456	207936	94818816	21,3542	7,6970	0,00219	6,1225	6	143,3	1633,1
457	208849	95443993	21,3776	7,7026	0,00219	6,1247	7	143,6	1640,3
458	209764	96071912	21,4009	7,7082	0,00218	6,1269	8	143,9	1647,5
459	210681	96702579	21,4243	7,7138	0,00218	6,1291	9	144,2	1654,7
460	211600	97336000	21,4476	7,7194	0,00217	6,1312	46,0	144,5	1661,9
461	212521	97972181	21,4709	7,7250	0,00217	6,1334	1	144,8	1669,1
462	213444	98611128	21,4942	7,7306	0,00216	6,1356	2	145,1	1676,4
463	214369	99252847	21,5174	7,7362	0,00216	6,1377	3	145,5	1683,7
464	215296	99897344	21,5407	7,7418	0,00216	6,1399	4	145,8	1690,9
465	216225	100544625	21,5639	7,7473	0,00215	6,1420	5	146,1	1698,2
466	217156	101194696	21,5870	7,7529	0,00215	6,1442	6	146,4	1705,5
467	218089	101847563	21,6102	7,7584	0,00214	6,1463	7	146,7	1712,9
468	219024	102503232	21,6333	7,7639	0,00214	6,1485	8	147,0	1720,2
469	219961	103161709	21,6564	7,7695	0,00213	6,1506	9	147,3	1727,6
470	220900	103823000	21,6795	7,7750	0,00213	6,1527	47,0	147,7	1734,9
471	221841	104487111	21,7025	7,7805	0,00212	6,1549	1	148,0	1742,3
472	222784	105154048	21,7256	7,7860	0,00212	6,1570	2	148,3	1749,7
473	223729	105823817	21,7486	7,7915	0,00211	6,1591	3	148,6	1757,2
474	224676	106496424	21,7715	7,7970	0,00211	6,1612	4	148,9	1764,6
475	225625	107171875	21,7945	7,8025	0,00211	6,1633	5	149,2	1772,1
476	226576	107850176	21,8174	7,8079	0,00210	6,1654	6	149,5	1779,5

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\left.\begin{matrix}\log\\ \text{nat}\end{matrix}\right\}n$	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
477	227529	108531333	21,8403	7,8134	0,00210	6,1675	7	149,9	1787,0
478	228484	109215352	21,8632	7,8188	0,00209	6,1696	8	150,2	1794,5
479	229441	109902239	21,8861	7,8243	0,00209	6,1717	9	150,5	1802,0
480	230400	110592000	21,9089	7,8297	0,00208	6,1738	48,0	150,8	1809,6
481	231361	111284641	21,9317	7,8352	0,00208	6,1759	1	151,1	1817,1
482	232324	111980168	21,9545	7,8406	0,00207	6,1779	2	151,4	1824,7
483	233289	112678587	21,9773	7,8460	0,00207	6,1800	3	151,7	1832,2
484	234256	113379904	22,0000	7,8514	0,00207	6,1821	4	152,1	1839,8
485	235225	114084125	22,0227	7,8568	0,00206	6,1841	5	152,4	1847,5
486	236196	114791256	22,0454	7,8622	0,00206	6,1862	6	152,7	1855,1
487	237169	115501303	22,0681	7,8676	0,00205	6,1883	7	153,0	1862,7
488	238144	116214272	22,0907	7,8730	0,00205	6,1903	8	153,3	1870,4
489	239121	116930169	22,1133	7,8784	0,00204	6,1924	9	153,6	1878,1
490	240100	117649000	22,1359	7,8837	0,00204	6,1944	49,0	153,9	1885,7
491	241081	118370771	22,1585	7,8891	0,00204	6,1964	1	154,3	1893,4
492	242064	119095488	22,1811	7,8944	0,00203	6,1985	2	154,6	1901,2
493	243049	119823157	22,2036	7,8998	0,00203	6,2005	3	154,9	1908,9
494	244036	120553784	22,2261	7,9051	0,00202	6,2025	4	155,2	1916,7
495	245025	121287375	22,2486	7,9105	0,00202	6,2046	5	155,5	1924,4
496	246016	122023936	22,2711	7,9158	0,00202	6,2066	6	155,8	1932,2
497	247009	122763473	22,2935	7,9211	0,00201	6,2086	7	156,1	1940,0
498	248004	123505992	22,3159	7,9264	0,00201	6,2106	8	156,5	1947,8
499	249001	124251499	22,3383	7,9317	0,00200	6,2126	9	156,8	1955,6
500	250000	125000000	22,3607	7,9370	0,00200	6,2146	50,0	157,1	1963,5
501	251001	125751501	22,3830	7,9423	0,00200	6,2166	1	157,4	1971,4
502	252004	126506008	22,4054	7,9476	0,00199	6,2186	2	157,7	1979,2
503	253009	127263527	22,4277	7,9528	0,00199	6,2206	3	158,0	1987,1
504	254016	128024064	22,4499	7,9581	0,00198	6,2226	4	158,3	1995,0
505	255025	128787625	22,4722	7,9634	0,00198	6,2246	5	158,7	2003,0
506	256036	129554216	22,4944	7,9686	0,00198	6,2265	6	159,0	2010,9
507	257049	130323843	22,5167	7,9739	0,00197	6,2285	7	159,3	2018,9
508	258064	131096512	22,5389	7,9791	0,00197	6,2305	8	159,6	2026,8
509	259081	131872229	22,5610	7,9843	0,00196	6,2324	9	159,9	2034,8
510	260100	132651000	22,5832	7,9896	0,00196	6,2344	51,0	160,2	2042,8
511	261121	133432831	22,6053	7,9948	0,00196	6,2364	1	160,5	2050,8
512	262144	134217728	22,6274	8,0000	0,00195	6,2383	2	160,8	2058,9
513	263169	135005697	22,6495	8,0052	0,00195	6,2403	3	161,2	2066,9
514	264196	135796744	22,6716	8,0104	0,00195	6,2422	4	161,5	2075,0
515	265225	136590875	22,6936	8,0156	0,00194	6,2442	5	161,8	2083,1
516	266256	137388096	22,7156	8,0208	0,00194	6,2461	6	162,1	2091,2
517	267289	138188413	22,7376	8,0260	0,00193	6,2480	7	162,4	2099,3
518	268324	138991832	22,7596	8,0311	0,00193	6,2500	8	162,7	2107,4
519	269361	139798359	22,7816	8,0363	0,00193	6,2519	9	163,0	2115,6
520	270400	140608000	22,8035	8,0415	0,00192	6,2538	52,0	163,4	2123,7

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
521	271441	141420761	22,8254	8,0466	0,00192	6,2558	1	163,7	2131,9
522	272484	142236648	22,8473	8,0517	0,00192	6,2577	2	164,0	2140,1
523	273529	143055667	22,8692	8,0569	0,00191	6,2596	3	164,3	2148,3
524	274576	143877824	22,8910	8,0620	0,00191	6,2615	4	164,6	2156,5
525	275625	144703125	22,9129	8,0671	0,00190	6,2634	5	164,9	2164,8
526	276676	145531576	22,9347	8,0723	0,00190	6,2653	6	165,2	2173,0
527	277729	146363183	22,9565	8,0774	0,00190	6,2672	7	165,6	2181,3
528	278784	147197952	22,9783	8,0825	0,00189	6,2691	8	165,9	2189,6
529	279841	148035889	23,0000	8,0876	0,00189	6,2710	9	166,2	2197,9
530	280900	148877000	23,0217	8,0927	0,00189	6,2729	53,0	166,5	2206,2
531	281961	149721291	23,0434	8,0978	0,00188	6,2748	1	166,8	2214,5
532	283024	150568768	23,0651	8,1028	0,00188	6,2766	2	167,1	2222,9
533	284089	151419437	23,0868	8,1079	0,00188	6,2785	3	167,4	2231,2
534	285156	152273304	23,1084	8,1130	0,00187	6,2804	4	167,8	2239,6
535	286225	153130375	23,1301	8,1180	0,00187	6,2823	5	168,1	2248,0
536	287296	153990656	23,1517	8,1231	0,00187	6,2841	6	168,4	2256,4
537	288369	154854153	23,1733	8,1281	0,00186	6,2860	7	168,7	2264,8
538	289444	155720872	23,1948	8,1332	0,00186	6,2879	8	169,0	2273,3
539	290521	156590819	23,2164	8,1382	0,00186	6,2897	9	169,3	2281,7
540	291600	157464000	23,2379	8,1433	0,00185	6,2916	54,0	169,6	2290,2
541	292681	158340421	23,2594	8,1483	0,00185	6,2934	1	170,0	2298,7
542	293764	159220088	23,2809	8,1533	0,00185	6,2953	2	170,3	2307,2
543	294849	160103007	23,3024	8,1583	0,00184	6,2971	3	170,6	2315,7
544	295936	160989184	23,3238	8,1633	0,00184	6,2989	4	170,9	2324,3
545	297025	161878625	23,3452	8,1683	0,00183	6,3008	5	171,2	2332,8
546	298116	162771336	23,3666	8,1733	0,00183	6,3026	6	171,5	2341,4
547	299209	163667323	23,3880	8,1783	0,00183	6,3044	7	171,8	2350,0
548	300304	164566592	23,4094	8,1833	0,00182	6,3063	8	172,2	2358,6
549	301401	165469149	23,4307	8,1882	0,00182	6,3081	9	172,5	2367,2
550	302500	166375000	23,4521	8,1932	0,00182	6,3099	55,0	172,8	2375,8
551	303601	167284151	23,4734	8,1982	0,00181	6,3117	1	173,1	2384,5
552	304704	168196608	23,4947	8,2031	0,00181	6,3135	2	173,4	2393,1
553	305809	169112377	23,5160	8,2081	0,00181	6,3154	3	173,7	2401,8
554	306916	170031464	23,5372	8,2130	0,00181	6,3172	4	174,0	2410,5
555	308025	170953875	23,5584	8,2180	0,00180	6,3190	5	174,4	2419,2
556	309136	171879616	23,5797	8,2229	0,00180	6,3208	6	174,7	2427,9
557	310249	172808693	23,6008	8,2278	0,00180	6,3226	7	175,0	2436,7
558	311364	173741112	23,6220	8,2327	0,00179	6,3244	8	175,3	2445,4
559	312481	174676879	23,6432	8,2377	0,00179	6,3261	9	175,6	2454,2
560	313600	175616000	23,6643	8,2426	0,00179	6,3279	56,0	175,9	2463,0
561	314721	176558481	23,6854	8,2475	0,00178	6,3297	1	176,2	2471,8
562	315844	177504328	23,7065	8,2524	0,00178	6,3315	2	176,6	2480,6
563	316969	178453547	23,7276	8,2573	0,00178	6,3333	3	176,9	2489,5
564	318096	179406144	23,7487	8,2621	0,00177	6,3350	4	177,2	2498,3

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
565	319225	180362125	23,7697	8,2670	0,00177	6,3368	5	177,5	2507,2
566	320356	181321496	23,7908	8,2719	0,00177	6,3386	6	177,8	2516,1
567	321489	182284263	23,8118	8,2768	0,00176	6,3404	7	178,1	2525,0
568	322624	183250432	23,8328	8,2816	0,00176	6,3421	8	178,4	2533,9
569	323761	184220009	23,8537	8,2865	0,00176	6,3439	9	178,8	2542,8
570	324900	185193000	23,8747	8,2913	0,00175	6,3456	57,0	179,1	2551,8
571	326041	186169411	23,8956	8,2962	0,00175	6,3474	1	179,4	2560,7
572	327184	187149248	23,9165	8,3010	0,00175	6,3491	2	179,7	2569,7
573	328329	188132517	23,9374	8,3059	0,00175	6,3509	3	180,0	2578,7
574	329476	189119224	23,9583	8,3107	0,00174	6,3526	4	180,3	2587,7
575	330625	190109375	23,9792	8,3155	0,00174	6,3544	5	180,6	2596,7
576	331776	191102976	24,0000	8,3203	0,00174	6,3561	6	181,0	2605,8
577	332929	192100033	24,0208	8,3251	0,00173	6,3578	7	181,3	2614,8
578	334084	193100552	24,0416	8,3300	0,00173	6,3596	8	181,6	2623,9
579	335241	194104539	24,0624	8,3348	0,00173	6,3613	9	181,9	2633,0
580	336400	195112000	24,0832	8,3396	0,00172	6,3630	58,0	182,2	2642,1
581	337561	196122941	24,1039	8,3443	0,00172	6,3647	1	182,5	2651,2
582	338724	197137368	24,1247	8,3491	0,00172	6,3665	2	182,8	2660,3
583	339889	198155287	24,1454	8,3539	0,00172	6,3682	3	183,2	2669,5
584	341056	199176704	24,1661	8,3587	0,00171	6,3699	4	183,5	2678,6
585	342225	200201625	24,1868	8,3634	0,00171	6,3716	5	183,8	2687,8
586	343396	201230056	24,2074	8,3682	0,00171	6,3733	6	184,1	2697,0
587	344569	202262003	24,2281	8,3730	0,00170	6,3750	7	184,4	2706,2
588	345744	203297472	24,2487	8,3777	0,00170	6,3767	8	184,7	2715,5
589	346921	204336469	24,2693	8,3825	0,00170	6,3784	9	185,0	2724,7
590	348100	205379000	24,2899	8,3872	0,00169	6,3801	59,0	185,4	2734,0
591	349281	206425071	24,3105	8,3919	0,00169	6,3818	1	185,7	2743,2
592	350464	207474688	24,3311	8,3967	0,00169	6,3835	2	186,0	2752,5
593	351649	208527857	24,3516	8,4014	0,00169	6,3852	3	186,3	2761,8
594	352836	209584584	24,3721	8,4061	0,00168	6,3869	4	186,6	2771,2
595	354025	210644875	24,3926	8,4108	0,00168	6,3886	5	186,9	2780,5
596	355216	211708736	24,4131	8,4155	0,00168	6,3902	6	187,2	2789,9
597	356409	212776173	24,4336	8,4202	0,00168	6,3919	7	187,6	2799,2
598	357604	213847192	24,4540	8,4249	0,00167	6,3936	8	187,9	2808,6
599	358801	214921799	24,4745	8,4296	0,00167	6,3953	9	188,2	2818,0
600	360000	216000000	24,4949	8,4343	0,00167	6,3969	60,0	188,5	2827,4
601	361201	217081801	24,5153	8,4390	0,00166	6,3986	1	188,8	2836,9
602	362404	218167208	24,5357	8,4437	0,00166	6,4003	2	189,1	2846,3
603	363609	219256227	24,5561	8,4484	0,00166	6,4019	3	189,4	2855,8
604	364816	220348864	24,5764	8,4530	0,00166	6,4036	4	189,8	2865,3
605	366025	221445125	24,5967	8,4577	0,00165	6,4052	5	190,1	2874,8
606	367236	222545016	24,6171	8,4623	0,00165	6,4069	6	190,4	2884,3
607	368449	223648543	24,6374	8,4670	0,00165	6,4085	7	190,7	2893,8
608	369664	224755712	24,6577	8,4716	0,00164	6,4102	8	191,0	2903,3

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
609	370881	225866529	24,6779	8,4763	0,00164	6,4118	9	191,3	2912,9
610	372100	226981000	24,6982	8,4809	0,00164	6,4135	61,0	191,6	2922,5
611	373321	228099131	24,7184	8,4856	0,00164	6,4151	1	192,0	2932,1
612	374544	229220928	24,7386	8,4902	0,00163	6,4167	2	192,3	2941,7
613	375769	230346397	24,7588	8,4948	0,00163	6,4184	3	192,6	2951,3
614	376996	231475544	24,7790	8,4994	0,00163	6,4200	4	192,9	2960,9
615	378225	232608375	24,7992	8,5040	0,00163	6,4216	5	193,2	2970,6
616	379456	233744896	24,8193	8,5086	0,00162	6,4232	6	193,5	2980,2
617	380689	234885113	24,8395	8,5132	0,00162	6,4249	7	193,8	2989,9
618	381924	236029032	24,8596	8,5178	0,00162	6,4265	8	194,2	2999,6
619	383161	237176659	24,8797	8,5224	0,00162	6,4281	9	194,5	3009,3
620	384400	238328000	24,8998	8,5270	0,00161	6,4297	62,0	194,8	3019,1
621	385641	239483061	24,9199	8,5316	0,00161	6,4313	1	195,1	3028,8
622	386884	240641848	24,9399	8,5362	0,00161	6,4329	2	195,4	3038,6
623	388129	241804367	24,9600	8,5408	0,00161	6,4345	3	195,7	3048,4
624	389376	242970624	24,9800	8,5453	0,00160	6,4361	4	196,0	3058,2
625	390625	244140625	25,0000	8,5499	0,00160	6,4377	5	196,3	3068,0
626	391876	245314376	25,0200	8,5544	0,00160	6,4393	6	196,7	3077,8
627	393129	246491883	25,0400	8,5590	0,00159	6,4409	7	197,0	3087,6
628	394384	247673152	25,0599	8,5635	0,00159	6,4425	8	197,3	3097,5
629	395641	248858189	25,0799	8,5681	0,00159	6,4441	9	197,6	3107,4
630	396900	250047000	25,0998	8,5726	0,00159	6,4457	63,0	197,9	3117,2
631	398161	251239591	25,1197	8,5772	0,00158	6,4473	1	198,2	3127,1
632	399424	252435968	25,1396	8,5817	0,00158	6,4489	2	198,5	3137,1
633	400689	253636137	25,1595	8,5862	0,00158	6,4505	3	198,9	3147,0
634	401956	254840104	25,1794	8,5907	0,00158	6,4521	4	199,2	3157,0
635	403225	256047875	25,1992	8,5952	0,00157	6,4536	5	199,5	3166,9
636	404496	257259456	25,2190	8,5997	0,00157	6,4552	6	199,8	3176,9
637	405769	258474853	25,2389	8,6043	0,00157	6,5468	7	200,1	3186,9
638	407044	259694072	25,2587	8,6088	0,00157	6,4583	8	200,4	3196,9
639	408321	260917119	25,2784	8,6132	0,00156	6,4599	9	200,7	3206,9
640	409600	262144000	25,2982	8,6177	0,00156	6,4615	64,0	201,1	3217,0
641	410881	263374721	25,3180	8,6222	0,00156	6,4630	1	201,4	3227,1
642	412164	264609288	25,3377	8,6267	0,00156	6,4646	2	201,7	3237,1
643	413449	265847707	25,3574	8,6312	0,00156	6,4661	3	202,0	3247,2
644	414736	267089984	25,3772	8,6357	0,00155	6,4677	4	202,3	3257,3
645	416025	268336125	25,3969	8,6401	0,00155	6,4693	5	202,6	3267,5
646	417316	269586136	25,4165	8,6446	0,00155	6,4708	6	202,9	3277,6
647	418609	270840023	25,4362	8,6490	0,00155	6,4724	7	203,3	3287,7
648	419904	272097792	25,4558	8,6535	0,00154	6,4739	8	203,6	3297,9
649	421201	273359449	25,4755	8,6579	0,00154	6,4754	9	203,9	3308,1
650	422500	274625000	25,4951	8,6624	0,00154	6,4770	65,0	204,2	3318,3
651	423801	275894451	25,5147	8,6668	0,00154	6,4785	1	204,5	3328,5
652	425104	277167808	25,5343	8,6713	0,00153	6,4800	2	204,8	3338,8

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
653	426409	278445077	25,5539	8,6757	0,00153	6,4816	3	205,1	3349,0
654	427716	279726264	25,5734	8,6801	0,00153	6,4831	4	205,5	3359,3
655	429025	281011375	25,5930	8,6845	0,00153	6,4846	5	205,8	3369,6
656	430336	282300416	25,6125	8,6890	0,00152	6,4862	6	206,1	3379,9
657	431649	283593393	25,6320	8,6934	0,00152	6,4877	7	206,4	3390,2
658	432964	284890312	25,6515	8,6978	0,00152	6,4892	8	206,7	3400,5
659	434281	286191179	25,6710	8,7022	0,00152	6,4907	9	207,0	3410,8
660	435600	287496000	25,6905	8,7066	0,00152	6,4922	66,0	207,3	3421,2
661	436921	288804781	25,7099	8,7110	0,00151	6,4937	1	207,7	3431,6
662	438244	290117528	25,7294	8,7154	0,00151	6,4953	2	208,0	3442,0
663	439569	291434247	25,7488	8,7198	0,00151	6,4968	3	208,3	3452,4
664	440896	292754944	25,7682	8,7241	0,00151	6,4983	4	208,6	3462,8
665	442225	294079625	25,7876	8,7285	0,00150	6,4998	5	208,9	3473,2
666	443556	295408296	25,8070	8,7329	0,00150	6,5013	6	209,2	3483,7
667	444889	296740963	25,8263	8,7373	0,00150	6,5028	7	209,5	3494,2
668	446224	298077632	25,8457	8,7416	0,00150	6,5043	8	209,9	3504,6
669	447561	299418309	25,8650	8,7460	0,00149	6,5058	9	210,2	3515,1
670	448900	300763000	25,8844	8,7503	0,00149	6,5073	67,0	210,5	3525,7
671	450241	302111711	25,9037	8,7547	0,00149	6,5088	1	210,8	3536,2
672	451584	303464448	25,9230	8,7590	0,00149	6,5103	2	211,1	3546,7
673	452929	304821217	25,9422	8,7634	0,00149	6,5118	3	211,4	3557,3
674	454276	306182024	25,9615	8,7677	0,00148	6,5132	4	211,7	3567,9
675	455625	307546875	25,9808	8,7721	0,00148	6,5147	5	212,1	3578,5
676	456976	308915776	26,0000	8,7764	0,00148	6,5162	6	212,4	3589,1
677	458329	310288733	26,0192	8,7807	0,00148	6,5177	7	212,7	3599,7
678	459684	311665752	26,0384	8,7850	0,00147	6,5191	8	213,0	3610,3
679	461041	313046839	26,0576	8,7893	0,00147	6,5206	9	213,3	3621,0
680	462400	314432000	26,0768	8,7937	0,00147	6,5221	68,0	213,6	3631,7
681	463761	315821241	26,0960	8,7980	0,00147	6,5236	1	213,9	3642,4
682	465124	317214568	26,1151	8,8023	0,00147	6,5250	2	214,3	3653,1
683	466489	318611987	26,1343	8,8066	0,00146	6,5265	3	214,6	3663,8
684	467856	320013504	26,1534	8,8109	0,00146	6,5280	4	214,9	3674,5
685	469225	321419125	26,1725	8,8152	0,00146	6,5294	5	215,2	3685,3
686	470596	322828856	26,1916	8,8194	0,00146	6,5309	6	215,5	3696,1
687	471969	324242703	26,2107	8,8237	0,00146	6,5323	7	215,8	3706,8
688	473344	325660672	26,2298	8,8280	0,00145	6,5338	8	216,1	3717,6
689	474721	327082769	26,2488	8,8323	0,00145	6,5352	9	216,5	3728,5
690	476100	328509000	26,2679	8,8366	0,00145	6,5367	69,0	216,8	3739,3
691	477481	329939371	26,2869	8,8408	0,00145	6,5381	1	217,1	3750,1
692	478864	331373888	26,3059	8,8451	0,00145	6,5396	2	217,4	3761,0
693	480249	332812557	26,3249	8,8493	0,00144	6,5410	3	217,7	3771,9
694	481636	334255384	26,3439	8,8536	0,00144	6,5425	4	218,0	3782,8
695	483025	335702375	26,3629	8,8578	0,00144	6,5439	5	218,3	3793,7
696	484416	337153536	26,3818	8,8621	0,00144	6,5443	6	218,7	3804,6

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
697	485809	338608873	26,4008	8,8663	0,00143	6,5468	7	219,0	3815,5
698	487204	340068392	26,4197	8,8706	0,00143	6,5482	8	219,3	3826,5
699	488601	341532099	26,4386	8,8748	0,00143	6,5496	9	219,6	3837,5
700	490000	343000000	26,4575	8,8790	0,00143	6,5511	70,0	219,9	3848,5
701	491401	344472101	26,4764	8,8833	0,00143	6,5525	1	220,2	3859,5
702	492804	345948408	26,4953	8,8875	0,00142	6,5539	2	220,5	3870,5
703	494209	357428927	26,5141	8,8917	0,00142	6,5554	3	220,9	3881,5
704	495616	348913664	26,5330	8,8959	0,00142	6,5568	4	221,2	3892,6
705	497025	350402625	26,5518	8,9001	0,00142	6,5582	5	221,5	3903,6
706	498436	351895816	26,5707	8,9043	0,00142	6,5596	6	221,8	3914,7
707	499849	353393243	26,5895	8,9085	0,00141	6,5610	7	222,1	3925,8
708	501264	354894912	26,6083	8,9127	0,00141	6,5624	8	222,4	3936,9
709	502681	356400829	26,6271	8,9169	0,00141	6,5639	9	222,7	3948,0
710	504100	357911000	26,6458	8,9211	0,00141	6,5653	71,0	223,1	3959,2
711	505521	359425431	26,6646	8,9253	0,00141	6,5667	1	223,4	3970,4
712	506944	360944128	26,6833	8,9295	0,00140	6,5681	2	223,7	3981,5
713	508369	362467097	26,7021	8,9337	0,00140	6,5695	3	224,0	3992,7
714	509796	363994344	26,7208	8,9378	0,00140	6,5709	4	224,3	4003,9
715	511225	365525875	26,7395	8,9420	0,00140	6,5723	5	224,6	4015,2
716	512656	367061696	26,7582	8,9462	0,00140	6,5737	6	224,9	4026,4
717	514089	368601813	26,7769	8,9503	0,00139	6,5751	7	225,3	4037,6
718	515524	370146232	26,7955	8,9545	0,00139	6,5765	8	225,6	4048,9
719	516961	371694959	26,8142	8,9587	0,00139	6,5779	9	225,9	4060,2
720	518400	373248000	26,8328	8,9628	0,00139	6,5793	72,0	226,2	4071.5
721	519841	374805861	26,8514	8,9670	0,00139	6,5806	1	226,5	4082,8
722	521284	376367048	26,8701	8,9711	0,00139	6,5820	2	226,8	4094,2
723	522729	377933067	26,8887	8,9752	0,00138	6,5834	3	227,1	4105,5
724	514176	379503424	26,9072	8,9794	0,00133	6.5848	4	227,5	4116,9
725	525625	381078125	26,9258	8,9835	0,00138	6,5862	5	227,8	4128,2
726	527076	382657176	26,9444	8,9876	0,00138	6,5876	6	228,1	4139,6
727	528529	384240588	26,9629	8,9918	0,00138	6,5889	7	228,4	4151,1
728	529984	385828352	26,9815	8,9959	0,00137	6,5903	8	228,7	4162,5
729	531441	387420489	27,0000	9,0000	0,00137	6,5917	9	229,0	4173,9
730	532900	389017000	27,0185	9,0041	0,00137	6,5930	73,0	229,3	4185,4
731	534361	390617891	27,0370	9,0082	0,00137	6,5944	1	229,7	4196.9
732	535824	392223168	27,0555	9,0123	0,00137	6,5958	2	230,0	4208,4
733	537289	393832837	27,0740	9,0164	0,00136	6,5971	3	230,3	4219,9
734	538756	395446904	27,0924	9,0205	0,00136	6,5985	4	230,6	4231,4
735	540225	397065375	27,1109	9,0246	0,00136	6,5999	5	230,9	4242,9
736	541696	398688256	27,1293	9,0287	0,00136	6,6012	6	231,2	4254,5
737	543169	400315553	27,1477	9,0328	0,00136	6,6026	7	231,5	4266,0
738	544644	401947272	27,1662	9,0369	0,00136	6,6039	8	231,8	4277,6
739	546121	403583419	27,1846	9,0410	0,00135	6,6053	9	232,2	4289,2
740	547600	405224000	27,2029	9,0450	0,00135	6,6066	74,0	232,5	4300,8

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\left.\begin{matrix}\log\\ \text{nat}\end{matrix}\right\}n$	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
741	549081	406869021	27,2213	9,0491	0,00135	6,6080	1	232,8	4312,5
742	550564	408518488	27,2397	9,0532	0,00135	6,6093	2	233,1	4324,1
743	552049	410172407	27,2580	9,0572	0,00135	6,6107	3	233,4	4335,8
744	553536	411830784	27,2764	9,0613	0,00134	6,6120	4	233,7	4347,5
745	555025	413493625	27,2947	9,0654	0,00134	6,6134	5	234,0	4359,2
746	556516	415160936	27,3130	9,0694	0,00134	6,6147	6	234,4	4370,9
747	558009	416832723	27,3313	9,0735	0,00134	6,6161	7	234,7	4382,4
748	559504	418508992	27,3496	9,0775	0,00134	6,6174	8	235,0	4394,3
749	561001	420189749	27,3679	9,0816	0,00134	6,6187	9	335,3	4406,1
750	562500	421875000	27,3861	9,0856	0,00133	6,6201	75,0	235,6	4417,6
751	564001	423564751	27,4014	9,0896	0,00133	6,6214	1	235,9	4429,7
752	565504	425259008	27,4226	9,0937	0,00133	6,6227	2	236,2	4441,5
753	567009	426957777	27,4408	9,0977	0,00133	6,6241	3	236,6	4453,3
754	568516	428661064	27,4591	9,1017	0,00133	6,6254	4	236,9	4465,1
755	570025	430368875	27,4773	9,1057	0,00132	6,6267	5	237,2	4477,0
756	571536	432081216	27,4955	9,1098	0,00132	6,6280	6	237,5	4488,8
757	573049	433798093	27,5136	9,1138	0,00132	6,6294	7	237,8	4500,7
758	574564	435519512	27,5318	9,1178	0,00132	6,6307	8	238,1	4512,6
759	576081	437245479	27,5500	9,1218	0,00132	6,6320	9	238,4	4524,5
760	577600	438976000	27,5681	9,1258	0,00132	6,6333	76,0	238,8	4536,5
761	579121	440711081	27,5862	9,1298	0,00131	6,6346	1	239,1	4548,4
762	580644	442450728	27,6043	9,1338	0,00131	6,6359	2	239,4	4560,4
763	582169	444194947	27,6225	9,1378	0,00131	6,6373	3	239,7	4572,3
764	583696	445943744	27,6405	9,1418	0,00131	6,6386	4	240,0	4584,3
765	585225	447697125	27,6586	9,1458	0,00131	6,6399	5	240,3	4596,3
766	586756	449455096	27,6767	9,1498	0,00131	6,6412	6	240,6	4608,4
767	588289	451217663	27,6948	9,1537	0,00130	6,6425	7	241,0	4620,4
768	589824	452984832	27,7128	9,1577	0,00130	6,6438	8	241,3	4632,5
769	591361	454756609	27,7308	9,1617	0,00130	6,6451	9	241,6	4644,5
770	592900	456533000	27,7489	9,1657	0,00130	6,6464	77,0	241,9	4656,6
771	594441	458314011	27,7669	9,1696	0,00130	6,6477	1	242,2	4668,7
772	595984	460099648	27,7849	9,1736	0,00130	6,6490	2	242,5	4680,8
773	597529	461889917	27,8029	9,1775	0,00129	6,6503	3	242,8	4693,0
774	599076	463684824	27,8209	9,1815	0,00129	6,6516	4	243,2	4705,1
775	600625	465484375	27,8388	9,1855	0,00129	6,6529	5	243,5	4717,3
776	602176	467288576	27,8568	9,1894	0,00129	6,6542	6	243,8	4729,5
777	603729	469097433	27,8747	9,1933	0,00129	6,6554	7	244,1	4741,7
778	605284	470910952	27,8927	9,1973	0,00129	6,6567	8	244,4	4753,9
779	606841	472729139	27,9106	9,2012	0,00128	6,6580	9	244,7	4766,1
780	608400	474552000	27,9285	9,2052	0,00128	6,6593	78,0	245,0	4778,4
781	609961	476379541	27,9464	9,2091	0,00128	6,6606	1	245,4	4790,6
782	611524	478211768	27,9643	9,2130	0,00128	6,6619	2	245,7	4802,9
783	613089	480048687	27,9821	9,2170	0,00128	6,6631	3	246,0	4815,2
784	614656	481890304	28,0000	9,2209	0,00128	6,6644	4	246,3	4827,5

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\left.\begin{matrix}\log\\ \text{nat}\end{matrix}\right\}n$	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
785	616225	483736625	28,0179	9,2248	0,00127	6,6657	5	246,6	4839,8
786	617796	485587656	28,0357	9,2287	0,00127	6,6670	6	246,9	4852,2
787	619369	487443403	28,0535	9,2326	0,00127	6,6682	7	247,2	4864,5
788	620944	489303872	28,0713	9,2365	0,00127	6,6695	8	247,6	4876,9
789	622521	491169069	28,0891	9,2404	0,00127	6,6708	9	247,9	4889,3
790	624100	493039000	28,1069	9,2443	0,00127	6,6720	79,0	248,2	4901,7
791	625681	494913671	28,1247	9,2482	0,00126	6,6733	1	248,5	4914,1
792	627264	496793088	28,1425	9,2521	0,00126	6,6746	2	248,8	4926,5
793	628849	498677257	28,1603	9,2560	0,00126	6,6758	3	249,1	4939,0
794	630436	500566184	28,1780	9,2599	0,00126	6,6771	4	249,4	4951,4
795	632025	502459875	28,1957	9,2638	0,00126	6,6783	5	249,8	4963,9
796	633616	504358336	28,2135	9,2677	0,00126	6,6796	6	250,1	4976,4
797	635209	506261573	28,2312	9,2716	0,00125	6,6809	7	250,4	4988,9
798	636804	508169592	28,2489	9,2754	0,00125	6,6821	8	250,7	5001,4
799	638401	510082399	28,2666	9,2793	0,00125	6,6834	9	251,0	5014,0
800	640000	512000000	28,2843	9,2832	0,00125	6,6846	80,0	251,3	5026,5
801	641601	513922401	28,3019	9,2870	0,00125	6,6859	1	251,6	5039,1
802	643204	515849608	28,3196	9,2909	0,00125	6,6871	2	252,0	5051,7
803	644809	517781627	28,3373	9,2948	0,00125	6,6883	3	252,3	5064,3
804	646416	519718464	28,3549	9,2986	0,00124	6,6896	4	252,6	5076,9
805	648025	521660125	28,3725	9,3025	0,00124	6,6908	5	252,9	5089,6
806	649636	523606616	28,3901	9,3063	0,00124	6,6921	6	253,2	5102,2
807	651249	525557943	28,4077	9,3102	0,00124	6,6933	7	253,5	5114,9
808	652864	527514112	28,4253	9,3140	0,00124	6,6946	8	253,8	5127,6
809	654481	529475129	28,4429	9,3179	0,00124	6,6958	9	254,2	5140,3
810	656100	531441000	28,4605	9,3217	0,00123	6,6970	81,0	254,5	5153,0
811	657721	533411731	28,4781	9,3255	0,00123	6,6983	1	254,8	5165,7
812	659344	535387328	28,4956	9,3294	0,00123	6,6995	2	255,1	5178,5
813	660969	537367797	28,5132	9,3332	0,00123	6,7007	3	255,4	5191,2
814	662596	539353144	28,5307	9,3370	0,00123	6,7020	4	255,7	5204,0
815	664225	541343375	28,5482	9,3408	0,00123	6,7032	5	256,0	5216,8
816	665856	543338496	28,5657	9,3447	0,00123	6,7044	6	256,4	5229,6
817	667489	545338513	28,5832	9,3485	0,00122	6,7056	7	256,7	5242,4
818	669124	547343432	28,6007	9,3523	0,00122	6,7069	8	257,0	5255,3
819	670761	549353259	28,6182	9,3561	0,00122	6,7081	9	257,3	5268,1
820	672400	551368000	28,6356	9,3599	0,00122	6,7093	82,0	257,6	5281,0
821	674041	553387661	28,6531	9,3637	0,00122	6,7105	1	257,9	5293,9
822	675684	555412248	28,6705	9,3675	0,00122	6,7117	2	258,2	5306,8
823	677329	557441767	28,6880	9,3713	0,00122	6,7130	3	258,6	5319,7
824	678976	559476224	28,7054	9,3751	0,00121	6,7142	4	258,9	5332,7
825	680625	561515625	28,7228	9,3789	0,00121	6,7154	5	259,2	5345,6
826	682276	563559976	28,7402	9,3827	0,00121	6,7166	6	259,5	5358,6
827	683929	565609283	28,7576	9,3865	0,00121	6,7178	7	259,8	5371,6
828	685584	567663552	28,7750	9,3902	0,00121	6,7190	8	260,1	5384,6

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
829	687241	569722789	28,7924	9,3940	0,00121	6,7202	9	260,4	5397,6
830	688900	571787000	28,8097	9,3978	0,00120	6,7214	83,0	260,8	5410,6
831	690561	573856191	28,8271	9,4016	0,00120	6,7226	1	261,1	5423,7
832	692224	575930368	28,8444	9,4053	0,00120	6,7238	2	261,4	5436,7
833	693889	578009537	28,8617	9,4091	0,00120	6,7250	3	261,7	5449,8
834	695556	580093704	28,8791	9,4129	0,00120	6,7262	4	262,0	5462,9
835	697225	582182875	28,8964	9,4166	0,00120	6,7274	5	262,3	5476,0
836	698896	584277056	28,9137	9,4204	0,00120	6,7286	6	262,6	5489,1
837	700569	586376253	28,9310	9,4241	0,00119	6,7298	7	263,0	5502,3
838	702244	588480472	28,9482	9,4279	0,00119	6,7310	8	263,3	5515,4
839	703921	590589719	28,9655	9,4316	0,00119	6,7322	9	263,6	5528,6
840	705600	592704000	28,9828	9,4354	0,00119	6,7334	84,0	263,9	5541,8
841	707281	594823321	29,0000	9,4391	0,00119	6,7346	1	264,2	5555,0
842	708964	596947688	29,0172	9,4429	0,00119	6,7358	2	264,5	5568,2
843	710649	599077107	29,0345	9,4466	0,00119	6,7370	3	264,8	5581,4
844	712336	601211584	29,0517	9,4503	0,00118	6,7382	4	265,2	5594,7
845	714025	603351125	29,0689	9,4541	0,00118	6,7398	5	265,5	5607,9
846	715716	605495736	29,0861	9,4578	0,00118	6,7405	6	265,8	5621,2
847	717409	607645423	29,1033	9,4615	0,00118	6,7417	7	266,1	5634,5
848	719104	609800192	29,1204	9,4652	0,00118	6,7429	8	266,4	5647,8
849	720801	611960049	29,1376	9,4690	0,00118	6,7441	9	266,7	5661,2
850	722500	614125000	29,1548	9,4727	0,00118	6,7452	85,0	267,0	5674,5
851	724201	616295051	29,1719	9,4764	0,00118	6,7464	1	267,3	5687,9
852	725904	618470208	29,1890	9,4801	0,00117	6,7476	2	267,7	5701,2
853	727609	620650477	29,2062	9,4838	0,00117	6,7488	3	268,0	5714,6
854	729316	622835864	29,2233	9,4875	0,00117	6,7499	4	268,3	5728,0
855	731025	625026375	29,2404	9,4912	0,00117	6,7511	5	268,6	5741,5
856	732736	627222016	29,2575	9,4949	0,00117	6,7523	6	268,9	5754,9
857	734449	629422793	29,2746	9,4986	0,00117	6,7534	7	269,2	5768,3
858	736164	631628712	29,2916	9,5023	0,00117	6,7546	8	269,5	5781,8
859	737881	633839779	29,3087	9,5060	0,00116	6,7558	9	269,0	5795,3
860	739600	636056000	29,3258	9,5097	0,00116	6,7569	86,0	270,2	5808,8
861	741321	638277381	29,3428	9,5134	0,00116	6,7581	1	270,5	5822,3
862	743044	640503928	29,3598	9,5171	0,00116	6,7593	2	270,8	5835,9
863	744769	642735647	29,3769	9,5207	0,00116	6,7604	3	271,1	5849,4
864	746496	644972544	29,3939	9,5244	0,00116	6,7616	4	271,4	5863,0
865	748225	647214625	29,4109	9,5281	0,00116	6,7627	5	271,7	5876,5
866	749956	649461896	29,4279	9,5317	0,00115	6,7639	6	272,1	5890,1
867	751689	651714363	29,4449	9,5354	0,00115	6,7650	7	272,4	5903,8
868	753424	653972032	29,4618	9,5391	0,00115	6,7662	8	272,7	5917,4
869	755161	656234909	29,4788	9,5427	0,00115	6,7673	9	273,0	5931,0
870	756900	658503000	29,4958	9,5464	0,00115	6,7685	87,0	273,3	5944,7
871	758641	660776311	29,5127	9,5501	0,00115	6,7696	1	273,6	5958,4
872	760384	663054848	29,5296	9,5537	0,00115	6,7708	2	273,9	5972,0

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
873	762129	665338617	29,5466	9,5574	0,00115	6,7719	3	274,3	5985,7
874	763876	667627624	29,5635	9,5610	0,00114	6,7731	4	274,6	5999,5
875	765625	669921875	29,5804	9,5647	0,00114	6,7742	5	274,9	6013,2
876	767376	672221376	29,5973	9,5683	0,00114	6,7754	6	275,2	6027,0
877	769129	674526133	29,6142	9,5719	0,00114	6,7765	7	275,5	6040,7
878	770884	676836152	29,6311	9,5756	0,00114	6,7776	8	275,8	6054,5
879	772641	679151439	29,6479	9,5792	0,00114	6,7788	9	276,1	6068,3
880	774400	681472000	29,6648	9,5828	0,00114	6,7799	88,0	276,5	6082,1
881	776161	683797841	29,6816	9,5865	0,00114	6,7811	1	276,8	6096,0
882	777924	686128968	29,6985	9,5901	0,00113	6,7822	2	277,1	6109,8
883	779689	688465387	29,7153	9,5937	0,00113	6.7833	3	277,4	6123,7
884	781456	690807104	29,7321	9,5973	0,00113	6,7845	4	277,7	6137,5
885	783225	693154125	29,7489	9,6010	0,00113	6,7856	5	278,0	6151,4
886	784996	695506456	29,7658	9,6046	0,00113	6,7867	6	278,3	6165,3
887	786769	697864103	29,7825	9,6082	0,00113	6,7878	7	278,7	6179,3
888	788544	700227072	29,7993	9,6118	0,00113	6,7890	8	279,0	6193,2
889	790321	702595369	29,8161	9,6154	0,00112	6,7901	9	279,3	6207,2
890	792100	704969000	29,8329	9,6190	0,00112	6,7912	89,0	279,6	6221,1
891	793881	707347971	29,8496	9,6226	0,00112	6,7923	1	279,9	6235,1
892	795664	709732288	29,8664	9,6262	0,00112	6,7935	2	280,2	6249,1
893	797449	712121957	29,8831	9,6298	0,00112	6,7946	3	280,5	6263,1
894	799236	714516984	29,8998	9,6334	0,00112	6,7957	4	280,9	6277,2
895	801025	716917375	29,9166	9,6370	0,00112	6,7968	5	281,2	6291,2
896	802816	719323136	29,9333	9,6406	0,00112	6,7979	6	281,5	6305,3
897	804609	721734273	29,9500	9,6442	0,00111	6,7991	7	281,8	6319,4
898	806404	724150792	29,9666	9,6477	0,00111	6,8002	8	282,1	6333,5
899	808201	726572699	29,9833	9,6513	0,00111	6,8013	9	282,4	6347,6
900	810000	729000000	30,0000	9,6549	0,00111	6,8024	90,0	282,7	6361,7
901	811801	731432701	30,0167	9,6585	0,00111	6,8035	1	283,1	6375,9
902	813604	733870808	30,0333	9,6620	0,00111	6,8046	2	283,4	6390,0
903	815409	736314327	30,0500	9,6656	0,00111	6,8057	3	283,7	6404,2
904	817216	738763264	30,0666	9,6692	0,00111	6,8068	4	284,0	6418,4
905	819025	741217625	30,0832	9,6729	0,00110	6,8079	5	284,3	6432,6
906	820836	743677416	30,0998	9,6763	0,00110	6,8090	6	284,6	6446,8
907	822649	746142643	30,1164	9,6799	0,00110	6,8101	7	284,9	6461,1
908	824464	748613312	30,1330	9,6834	0,00110	6,8112	8	285,3	6475,3
909	826281	751089429	30,1496	9,6870	0,00110	6,8123	9	285,6	6489,6
910	828100	753571000	30,1662	9.6905	0,00110	6,8134	91,0	285,9	6503,9
911	829921	756058031	30,1828	9,6941	0,00110	6,8145	1	286,2	6518,2
912	831744	758550528	30,1993	9,6976	0,00110	6,8156	2	286,5	6532,5
913	833569	761048497	30,2159	9,7012	0,00110	6,8167	3	286,8	6546,8
914	835396	763551944	30,2324	9,7047	0,00109	6,8178	4	287,1	6561,2
915	837225	766060875	30,2490	9,7082	0,00109	6,8189	5	287,5	6575,5
916	839056	768575296	30,2655	9,7118	0,00109	6,8200	6	287,8	6589,8

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
917	840889	771095213	30,2820	9,7153	0,00109	6,8211	7	288,1	6604,3
918	842724	773620632	30,2985	9,7188	0,00109	6,8222	8	288,4	6618,7
919	844561	776151559	30,3150	9,7224	0,00109	6,8223	9	288,7	6633,2
920	846400	778688000	30,3315	9,7259	0,00109	6,8244	92,0	289,0	6647,6
921	848241	781229961	30,3480	9,7294	0,00109	6,8255	1	289,3	6662,1
922	850084	783777448	30,3645	9,7329	0,00108	6,8266	2	289,7	6676,5
923	851929	786330467	30,3809	9,7364	0,00108	6,8276	3	290,0	6691,0
924	853776	788889024	30,3974	9,7400	0,00108	6,8287	4	290,3	6705,5
925	855625	791453125	30,4138	9,7435	0,00108	6,8298	5	290,6	6720,1
926	857476	794022776	30,4302	9,7470	0,00108	6,8309	6	290,9	6734,6
927	859329	796597983	30,4467	9,7505	0,00108	6,8319	7	291,2	6749,2
928	861184	799178752	30,4631	9,7540	0,00108	6,8330	8	291,5	6763,7
929	863041	801765089	30,4795	9,7575	0,00108	6,8341	9	291,9	6778,3
930	864900	804357000	30,4959	9,7610	0,00108	6,8352	93,0	292,2	6792,9
931	866761	806954491	30,5123	9,7645	0,00107	6,8363	1	292,5	6807,5
932	868624	809557568	30,5287	9,7680	0,00107	6,8373	2	292,8	6822,2
933	870489	812166237	30,5450	9,7715	0,00107	6,8384	3	293,1	6836,8
934	872356	814780504	30,5614	9,7750	0,00107	6,8395	4	293,4	6851,5
935	874225	817400375	30,5778	9,7785	0,00107	6,8406	5	293,7	6866,1
936	976096	820025856	30,5941	9,7819	0,00107	6,8416	6	294,1	6880,8
937	877969	822656953	30,6105	9,7854	0,00107	6,8427	7	294,4	6895,6
938	879844	825293672	30,6268	9,7889	0,00107	6,8438	8	294,7	6910,3
939	881721	827936019	30,6431	9,7924	0,00106	6,8448	9	295,0	6925,0
940	883600	830584000	30,6594	9,7959	0,00106	6,8459	94,0	295,3	6939,8
941	885481	833237621	30,6757	9,7993	0,00106	6,8469	1	295,6	6954,6
942	887364	835896888	30,6920	9,8028	0,00106	6,8480	2	295,9	6969,3
943	889249	838561807	30,7083	9,8063	0,00106	6,8491	3	296,3	6984,1
944	891136	841232384	30,7246	9,8097	0,00106	6,8501	4	296,6	6999,0
945	893025	843908625	30,7409	9,8132	0,00106	6,8512	5	296,9	7013,8
946	894916	846590536	30,7571	9,8167	0,00106	6,8522	6	297,2	7028,7
947	896809	849278123	30,7734	9,8201	0,00106	6,8533	7	297,5	7043,5
948	898704	851973392	30,7896	9,8236	0,00105	6,8543	8	297,8	7058,4
949	900601	854670349	30,8058	9,8270	0,00105	6,8554	9	298,1	7073,3
950	902500	857375000	30,8221	9,8305	0,00105	6,8565	95,0	298,5	7088,2
951	904401	860085351	30,8383	9,8339	0,00105	6,8575	1	298,8	7103,1
952	906304	862801408	30,8545	9,8374	0,00105	6,8586	2	299,1	7118,1
953	908209	865523177	30,8707	9,8408	0,00105	6,8596	3	299,4	7133,1
954	910116	868250664	30,8869	9,8443	0,00105	6,8607	4	299,7	7148,0
955	912025	870983875	30,9031	9,8477	0,00105	6,8617	5	300,0	7163,0
956	913936	873722816	30,9192	9,8511	0,00105	6,8628	6	300,3	7178,0
957	915849	876467493	30,9354	9,8546	0,00104	6,8638	7	300,7	7193,1
958	917764	879217912	30,9516	9,8580	0,00104	6,8649	8	301,0	7208,1
959	919681	881974079	30,9677	9,8614	0,00104	6,8659	9	301,3	7223,2
960	921600	884736000	30,9839	9,8648	0,00104	6,8669	96,0	301,6	7238,2

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	log nat n	d = 0,1 n	πd	$\frac{1}{4}\pi d^2$
961	923521	887503681	31,0000	9,8683	0,00104	6,8680	1	301,9	7253,3
962	925444	890277128	31,0161	9,8717	0,00104	6,8690	2	302,2	7268,4
963	927369	893056347	31,0322	9,8751	0,00104	6,8700	3	302,5	7283,5
964	929296	895841344	31,0483	9,8785	0,00104	6,8711	4	302,8	7298,7
965	931225	898632125	31,0644	9,8819	0,00104	6,8721	5	303,2	7313,8
966	933156	901428696	31,0805	9,8854	0,00104	6,8732	6	303,5	7329,0
967	935089	904231063	31,0966	9,8888	0,00103	6,8742	7	303,8	7344,2
968	937024	907039232	31,1127	9,8922	0,00103	6,8752	8	304,1	7359,4
969	938961	909853209	31,1288	9,8956	0,00103	6,8763	9	304,4	7374,6
970	940900	912673000	31,1448	9,8990	0,00103	6,8773	97,0	304,7	7389,8
971	942841	915498611	31,1609	9,9024	0,00103	6,8783	1	305,0	7405,1
972	944784	918330048	31,1769	9,9058	0,00103	6,8794	2	305,4	7420,3
973	946729	921167317	31,1929	9,9092	0,00103	6,8804	3	305,7	7435,6
974	948676	924010424	31,2090	9,9126	0,00103	6,8814	4	306,0	7450,9
975	950625	926859375	31,2250	9,9160	0,00103	6,8824	5	306,3	7466,2
976	952576	929714176	31,2410	9,9194	0,00102	6,8835	6	306,6	7481,5
977	954529	932574833	31,2570	9,9227	0,00102	6,8845	7	306,9	7496,9
978	956484	935441352	31,2730	9,9261	0,00102	6,8855	8	307,2	7512,2
979	958141	938313739	31,2890	9,9295	0,00102	6,8865	9	307,6	7527,6
980	960400	941192000	31,3050	9,9329	0,00102	6,8875	98,0	307,9	7543,0
981	962361	944076141	31,3209	9,9363	0,00102	6,8886	1	308,2	7558,4
982	964324	946966168	31,3369	9,9396	0,00102	6,8896	2	308,5	7573,8
983	966289	949862087	31,3528	9,9430	0,00102	6,8906	3	308,8	7589,2
984	968256	952763904	31,3688	9,9464	0,00102	6,8916	4	309,1	7604,7
985	970225	955671625	31,3847	9,9497	0,00102	6,8926	5	309,4	7620,1
986	972196	958585256	31,4006	9,9531	0,00101	6,8937	6	309,8	7635,6
987	974169	961504803	31,4166	9,9565	0,00101	6,8947	7	310,1	7651,1
988	976144	964430272	31,4325	9,9598	0,00101	6,8957	8	310,4	7666,6
989	978121	967361669	31,4484	9,9632	0,00101	6,8967	9	310,7	7682,1
990	980100	970299000	31,4643	9,9666	0,00101	6,8977	99,0	311,0	7697,7
991	982081	973242271	31,4802	9,9699	0,00101	6,8987	1	311,3	7713,2
992	984064	976191488	31,4960	9,9783	0,00101	6,8997	2	311,6	7728,8
993	986049	979146657	31,5119	9,9766	0,00101	6,9007	3	312,0	7744,4
994	988036	982107784	31,5278	9,9800	0,00101	6,9017	4	312,3	7760,0
995	990025	985074875	31,5436	9,9833	0,00101	6,9027	5	312,6	7775,6
996	992016	988047936	31,5595	9,9866	0,00100	6,9037	6	312,9	7791,3
997	994009	991026973	31,5753	9,9900	0,00100	6,9048	7	313,2	7806,9
998	996004	994011992	31,5911	9,9933	0,00100	6,9058	8	313,5	7822,6
999	998001	997002999	31,6070	9,9967	0,00100	6,9068	9	313,8	7838,3
1000	1000000	1000000000	31,6228	10,0000	0,00100	6,9078	100,0	314,2	7854,0

Tabelle

Die Briggschen Logarithmen

N.	L. 0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D.
10	0000	0043	0086	0128	0170	0212	0253	0294	0334	0374	43—40
11	0414	0453	0492	0531	0569	0607	0645	0682	0719	0755	39—36
12	0792	0828	0864	0899	0934	0969	1004	1038	1072	1106	36—34
13	1139	1173	1206	1239	1271	1303	1335	1367	1399	1430	34—31
14	1461	1492	1523	1553	1584	1614	1644	1673	1703	1732	31—29
15	1761	1790	1818	1847	1875	1903	1931	1959	1987	2014	29—27
16	2041	2068	2095	2122	2148	2175	2201	2227	2253	2279	27—26
17	2304	2330	2355	2380	2405	2430	2455	2480	2504	2529	26—25
18	2553	2577	2601	2625	2648	2672	2695	2718	2742	2765	24—23
19	2788	2810	2833	2856	2878	2900	2923	2945	2967	2989	23—22
20	3010	3032	3054	3075	3096	3118	3139	3160	3181	3201	22—20
21	3222	3243	3263	3284	3304	3324	3345	3365	3385	3404	21—19
22	3424	3444	3464	3483	3502	3522	3541	3560	3579	3598	20—19
23	3617	3636	3655	3674	3692	3711	3729	3747	3766	3784	19—18
24	3802	3820	3838	3856	3874	3892	3909	3927	3945	3962	18—17
25	3979	3997	4014	4031	4048	4065	4082	4099	4116	4133	18—17
26	4150	4166	4183	4200	4216	4232	4249	4265	4281	4298	17—16
27	4314	4330	4346	4362	4378	4393	4409	4425	4440	4456	16—15
28	4472	4487	4502	4518	4533	4548	4564	4579	4594	4609	16—15
29	4624	4639	4654	4669	4683	4698	4713	4728	4742	4757	15—14
30	4771	4786	4800	4814	4829	4843	4857	4871	4886	4900	15—14
31	4914	4928	4942	4955	4969	4983	4997	5011	5024	5038	14—13
32	5051	5065	5079	5092	5105	5119	5132	5145	5159	5172	14—13
33	5185	5198	5211	5224	5237	5250	5263	5276	5289	5302	13
34	5315	5328	5340	5353	5366	5378	5391	5403	5416	5428	13—12
35	5441	5453	5465	5478	5490	5502	5514	5527	5539	5551	13—12
36	5563	5575	5587	5599	5611	5623	5635	5647	5658	5670	12—11
37	5682	5694	5705	5717	5729	5740	5752	5763	5775	5786	12—11
38	5798	5809	5821	5832	5843	5855	5866	5877	5888	5899	12—11
39	5911	5922	5933	5944	5955	5966	5977	5988	5999	6010	12—11
40	6021	6031	6042	6053	6064	6075	6085	6096	6107	6117	11—10
41	6128	6138	6149	6160	6170	6180	6191	6201	6212	6222	11—10
42	6232	6243	6253	6263	6274	6284	6294	6304	6314	6325	11—10
43	6335	6345	6355	6365	6375	6385	6395	6405	6415	6425	10
44	6435	6444	6454	6464	6474	6484	6493	6503	6513	6522	10—9
45	6532	6542	6551	6561	6571	6580	6590	6599	6609	6618	10—9
46	6628	6637	6646	6656	6665	6675	6684	6693	6702	6712	10—9
47	6721	6730	6739	6749	6758	6767	6776	6785	6794	6803	10—9
48	6812	6821	6830	6839	6848	6857	6866	6875	6884	6893	9
49	6902	6911	6920	6928	6937	6946	6955	6964	6972	6981	9—8
50	6990	6998	7007	7016	7024	7033	7042	7050	7059	7067	9—8
51	7076	7084	7093	7101	7110	7118	7126	7135	7143	7152	9—8
52	7160	7168	7177	7185	7193	7202	7210	7218	7226	7235	9—8
53	7243	7251	7259	7267	7275	7284	7292	7300	7308	7316	9—8
54	7324	7332	7340	7348	7356	7364	7372	7380	7388	7396	8
55	7404	7412	7419	7427	7435	7443	7451	7459	7466	7474	8—7
56	7482	7490	7497	7505	7513	7520	7528	7536	7543	7551	8—7
57	7559	7566	7574	7582	7589	7597	7604	7612	7619	7627	8—7
58	7634	7642	7649	7657	7664	7672	7679	7686	7694	7701	8—7
59	7709	7716	7723	7731	7738	7745	7752	7760	7767	7774	8—7
N.	L. 0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D.

No. 2.
der natürlichen Zahlen.

N.	L. 0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D.
60	7782	7789	7796	7803	7810	7818	7825	7832	7839	7846	8—7
61	7853	7860	7868	7875	7882	7889	7896	7903	7910	7917	8—7
62	7924	7931	7938	7945	7952	7959	7966	7973	7980	7987	7—6
63	7993	8000	8007	8014	8021	8028	8035	8041	8048	8055	7—6
64	8062	8069	8075	8082	8089	8096	8102	8109	8116	8122	7—6
65	8129	8136	8142	8149	8156	8162	8169	8176	8182	8189	7—6
66	8195	8202	8209	8215	8222	8228	8235	8241	8248	8254	7—6
67	8261	8267	8274	8280	8287	8293	8299	8306	8312	8319	7—6
68	8325	8331	8338	8344	8351	8357	8363	8370	8376	8382	7—6
69	8388	8395	8401	8407	8414	8420	8426	8432	8439	8445	7—6
70	8451	8457	8463	8470	8476	8482	8488	8494	8500	8506	7—6
71	8513	8519	8525	8531	8537	8543	8549	8555	8561	8567	7—6
72	8573	8579	8585	8591	8597	8603	8609	8615	8621	8627	6
73	8633	8639	8645	8651	8657	8663	8669	8675	8681	8686	6—5
74	8692	8698	8704	8710	8716	8722	8727	8733	8739	8745	6—5
75	8751	8756	8762	8768	8774	8779	8785	8791	8797	8802	6—5
76	8808	8814	8820	8825	8831	8837	8842	8848	8854	8859	6—5
77	8865	8871	8876	8882	8887	8893	8899	8904	8910	8915	6—5
78	8921	8927	8932	8938	8943	8949	8954	8960	8965	8971	6—5
79	8976	8982	8987	8993	8998	9004	9009	9015	9020	9025	6—5
80	9031	9036	9042	9047	9053	9058	9063	9069	9074	9079	6—5
81	9085	9090	9096	9101	9106	9112	9117	9122	9128	9133	6—5
82	9138	9143	9149	9154	9159	9165	9170	9175	9180	9186	6—5
83	9191	9196	9201	9206	9212	9217	9222	9227	9232	9238	6—5
84	9243	9248	9253	9258	9263	9269	9274	9279	9284	9289	6—5
85	9294	9299	9304	9309	9315	9320	9325	9330	9335	9340	6—5
86	9345	9350	9355	9360	9365	9370	9375	9380	9385	9390	5
87	9395	9400	9405	9410	9415	9420	9425	9430	9435	9440	5
88	9445	9450	9455	9460	9465	9469	9474	9479	9484	9489	5—4
89	9494	9499	9504	9509	9513	9518	9523	9528	9533	9538	5—4
90	9542	9547	9552	9557	9562	9566	9571	9576	9581	9586	5—4
91	9590	9595	9600	9605	9609	9614	9619	9624	9628	9633	5—4
92	9638	9643	9647	9652	9657	9661	9666	9671	9675	9680	5—4
93	9685	9689	9694	9699	9703	9708	9713	9717	9722	9727	5—4
94	9731	9736	9741	9745	9750	9754	9759	9763	9768	9773	5—4
95	9777	9782	9786	9791	9795	9800	9805	9809	9814	9818	5—4
96	9823	9827	9832	9836	9841	9845	9850	9854	9859	9863	5—4
97	9868	9872	9877	9881	9886	9890	9894	9899	9903	9908	5—4
98	9912	9917	9921	9926	9930	9934	9939	9943	9948	9952	5—4
99	9956	9961	9965	9969	9974	9978	9983	9987	9991	9996	5—4
100	00000	00043	00087	00130	00173	00217	00260	00303	00346	00389	43
101	00432	00475	00518	00561	00604	00647	00689	00732	00775	00817	43
102	00860	00903	00945	00988	01030	01072	01115	01157	01199	01242	43
103	01284	01326	01368	01410	01452	01494	01536	01578	01620	01662	42
104	01703	01745	01787	01828	01870	01912	01953	01995	02036	02078	42
105	02119	02160	02202	02243	02284	02325	02366	02408	02449	02490	41
106	02531	02572	02612	02653	02694	02735	02776	02816	02857	02898	41
107	02938	02979	03019	03060	03100	03141	03181	03222	03262	03302	41—40
108	03342	03383	03423	03463	03503	03543	03583	03623	03663	04703	41—40
109	03743	03782	03822	03862	03902	03941	03981	04021	04060	04100	41—40
N.	L. 0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D.

Erklärungen.

1. Der Briggsche Logarithmus

einer Zahl n ist derjenige Exponent, mit welchem die Zahl 10 potenziert werden mufs, um n zu erhalten.

Umstehende Tabelle enthält nur die Dezimalstellen — Mantisse — zu dem Logarithmus der Zahl n, während die fehlende ganze Zahl — Kennziffer oder Charakteristik — für jeden einzelnen Fall besonders zu ermitteln ist. Die Kennziffer ist dabei um 1 kleiner als die Anzahl der ganzen Stellen von n.

Die Mantissen der Zahlen von 10 bis 109 sind in der zweiten Vertikalspalte unter 0 enthalten. Die in den folgenden Spalten befindlichen Mantissen kommen für die Zahlen von 101 bis 1099 zur Anwendung.

Beispiel 1: Verlangt sei der Logarithmus der Zahl 527. Man sucht die beiden ersten Stellen der gegebenen Zahl — hier 52 — in der ersten Rubrik unter N auf, geht dann horizontal bis in diejenige Spalte, welche die dritte Ziffer — hier 7 — als Kopf enthält. Die hier gefundene Ziffer — 7218 — ist die Mantisse des Logarithmus von 527. Da die gegebene Zahl dreistellig, so ist die Kennziffer in diesem Fall $3 - 1 = 2$, folglich

$$\log 527 = 2{,}7218 \text{ und in ähnlicher Weise:}$$
$$\log 52{,}7 = 1{,}7218$$
$$\log 5{,}27 = 0{,}7218$$
$$\log 0{,}527 = 0{,}7218 - 1.$$

Zur Interpolation bedient man sich der in der letzten Spalte angegebenen Differenzen. Für die Zahl 527,3 z. B. vermehrt man den Logarithmus von 527 um 3 Zehntel der sich zwischen den Logarithmen von 527 und 528 ergebenden Differenz:

$$\log 527{,}3 = 2{,}7218 + 0{,}3 \times 0{,}0008 = 2{,}7220(4).$$

Für das Rechnen mit Logarithmen gilt:

$$\log (N \times M) = \log N + \log M$$
$$\log (N : M) = \log N - \log M$$
$$\log N^M = M \cdot \log N$$
$$\log \sqrt[M]{N} = \frac{1}{M} \cdot \log N.$$

Delogarithmieren heifst, zu einem gegebenen Logarithmus die zugehörige Zahl finden.

Es sei der Logarithmus 3,1580 gegeben. Man findet, dafs die Mantisse zwischen den in der Tabelle enthaltenen Mantissen 1553 und 1584, die gesuchte Zahl also zwischen 143 und 144 liegt und ergibt sich aus dem Verhältnis der bestehenden Differenzen.

$$(1580 - 1553) : (1584 - 1553) = 27 : 31 = 0{,}871.$$

Die erhaltenen Dezimalstellen werden der erstgefundenen Zahl angehängt und mit Rücksicht auf die gegebene Kennziffer die Anzahl der ganzen Stellen bestimmt; die zu suchende Zahl wäre also 1438,7.

2. Der natürliche Logarithmus. (Tabelle No. 1.)

Neben dem Briggschen Logarithmus kommt bei Berechnungen bisweilen der natürliche Logarithmus vor, dessen Basis die Zahl 2,71828 ist. Für die gegenseitige Umwandlung von Briggschen Logarithmen in natürliche und umgekehrt gilt:

$$\lg \text{nat } N = 2{,}3026 \times \log N$$
$$\log N = 0{,}4343 \times \log \text{nat } N.$$

Tabelle No. 3.
Die trigonometrischen Zahlen.

Gr.	Sinus	D.	Kosin.	D.	Tan-gens	D.	Kotang.	D.	
0	0,0000	175	1,0000	2	0,0000	175	unendl.	. . .	90
1	0,0175	174	0,9998	4	0,0175	174	57,2900	28,6537	89
2	0,0349	174	0,9994	8	0,0349	175	28,6363	9,5552	88
3	0,0523	175	0,9986	10	0,0524	175	19,0811	4,7804	87
4	0,0698	174	0,9976	14	0,0699	176	14,3007	2,8706	86
5	0,0872	173	0,9962	17	0,0875	176	11,4301	1,9157	85
6	0,1045	174	0,9945	20	0,1051	177	9,5144	1,3701	84
7	0,1219	173	0,9925	22	0,1228	177	8,1443	1,0289	83
8	0,1392	172	0,9903	26	0,1405	179	7,1154	8016	82
9	0,1564	172	0,9877	29	0,1584	179	6,3138	6425	81
10	0,1736	172	0,9848	32	0,1763	181	5,6713	5267	80
11	0,1908	171	0,9816	35	0,1944	182	5,1446	4400	79
12	0,2079	171	0,9781	37	0,2126	183	4,7046	3731	78
13	0,2250	169	0,9744	41	0,2309	184	4,3315	3207	77
14	0,2419	169	0,9703	44	0,2493	186	4,0108	2787	76
15	0,2588	168	0,9659	46	0,2679	188	3,7321	2447	75
16	0,2756	168	0,9613	50	0,2867	190	3.4874	2165	74
17	0,2924	166	0,9563	52	0,3057	192	3,2709	1932	73
18	0,3090	166	0,9511	56	0,3249	194	3,0777	1735	72
19	0,3256	164	0,9455	58	0,3443	197	2,9042	1567	71
20	0,3420	164	0,9397	61	0,3640	199	2,7475	1424	70
21	0,3584	162	0,9336	64	0,3839	201	2,6051	1300	69
22	0,3746	161	0,9272	67	0,4040	205	2,4751	1192	68
23	0,3907	160	0,9205	70	0,4245	207	2,3559	1099	67
24	0,4067	159	0,9135	72	0,4452	211	2,2460	1015	66
25	0,4226	158	0,9063	75	0,4663	214	2,1445	942	65
26	0,4384	156	0,8988	78	0,4877	218	2,0503	877	64
27	0,4540	155	0,8910	81	0,5095	222	1,9626	819	63
28	0,4695	153	0,8829	83	0,5317	226	1,8807	767	62
29	0,4848	152	0,8746	86	0,5543	231	1,8040	719	61
30	0,5000	150	0,8660	88	0,5774	235	1,7321	678	60
31	0,5150	149	0,8572	92	0,6009	240	1,6643	640	59
32	0,5299	147	0,8480	93	0,6249	245	1,6003	604	58
33	0,5446	146	0,8387	97	0,6494	251	1,5399	573	57
34	0,5592	144	0,8290	98	0,6745	257	1,4826	545	56
35	0,5736	142	0,8192	102	0,7002	263	1,4281	517	55
36	0,5878	140	0,8090	104	0,7265	271	1,3764	494	54
37	0,6018	139	0,7986	106	0,7536	277	1,3270	471	53
38	0,6157	136	0,7880	109	0,7813	285	1,2799	450	52
39	0,6293	135	0,7771	111	0,8098	293	1,2349	431	51
40	0,6428	133	0,7660	113	0,8391	302	1,1918	414	50
41	0,6561	130	0,7547	116	0,8693	311	1,1504	398	49
42	0,6691	129	0,7431	117	0,9004	321	1,1106	382	48
43	0,6820	127	0,7314	121	0,9325	332	1,0724	369	47
44	0,6947	124	0,7193	122	0,9657	343	1,0355	355	46
45	0,7071		0,7071		1,0000		1,0000		45
	Kosin.	D.	Sinus	D.	Kotang.	D.	Tangens	D.	Gr.

Tabelle No. 4.
Konstanten des Kreises.

$\pi = 3,1416$

$\frac{\pi}{4} = 0,785$

$\sqrt{\pi} = 1,772$

$\log \pi = 0.4972.$

Bogenlängen, Bogenhöhen, Sehnenlängen und Kreisabschnitte für den Halbmesser 1.

Grad	Bogenlänge	Sehne s	Bogenhöhe h	$\frac{h}{s}$	Inhalt des Kreisabschnittes	Grad	Bogenlänge	Sehne s	Bogenhöhe h	$\frac{h}{s}$	Inhalt des Kreisabschnittes
1	0,018	0,018	0,0000	0,002	0,0000	46	0,803	0,782	0,080	0,101	0,0418
2	0,035	0,035	0,0002	0,004	0,0000	47	0,820	0,798	0,083	0,103	0,0445
3	0,052	0,052	0,0003	0,006	0,0000	48	0,838	0,814	0,087	0,106	0,0473
4	0,070	0,070	0,0006	0,009	0,0000	49	0,855	0,829	0,090	0,109	0,0503
5	0,087	0,087	0,0010	0,011	0,0001	50	0,873	0,845	0,094	0,111	0,0533
6	0,105	0,105	0,0014	0,013	0,0001	51	0,890	0,861	0,097	0,113	0,0565
7	0,122	0,122	0,0019	0,015	0,0002	52	0,908	0,877	0,101	0,115	0,0598
8	0,140	0,140	0,0024	0,017	0,0002	53	0,925	0,892	0,105	0,118	0,0632
9	0,157	0,157	0,0031	0,019	0,0003	54	0,943	0,908	0,109	0,120	0,0667
10	0,175	0,174	0,0038	0,021	0,0004	55	0,960	0,924	0,113	0,122	0,0704
11	0,192	0,192	0,0046	0,024	0,0006	56	0,977	0,939	0,117	0,124	0,0742
12	0,209	0,209	0,0055	0,026	0,0008	57	0,995	0,954	0,121	0,126	0,0781
13	0,227	0,226	0,0064	0,028	0,0010	58	1,012	0,970	0,125	0,129	0,0821
14	0,244	0,244	0,0075	0,030	0,0012	59	1,030	0,985	0,130	0,132	0,0863
15	0,262	0,261	0,0086	0,033	0,0015	60	1,047	1,000	0,134	0,134	0,0906
16	0,279	0,278	0,0097	0,035	0,0018	61	1,065	1,015	0,138	0,136	0,0950
17	0,297	0,296	0,0110	0,037	0,0022	62	1,082	1,030	0,143	0,138	0,0996
18	0,314	0,313	0,0123	0,039	0,0026	63	1,100	1,045	0,147	0,140	0,1043
19	0,332	0,330	0,0137	0,041	0,0030	64	1,117	1,060	0,152	0,143	0,1091
20	0,349	0,347	0,0152	0,044	0,0035	65	1,135	1,075	0,157	0,146	0,1141
21	0,367	0,365	0,0168	0,046	0,0041	66	1,152	1,089	0,161	0,148	0,1192
22	0,384	0,382	0,0184	0,048	0,0047	67	1,169	1,104	0,166	0,150	0,1244
23	0,401	0,399	0,0201	0,050	0,0053	68	1,187	1,118	0,171	0,153	0,1298
24	0,419	0,416	0,0219	0,052	0,0061	69	1,204	1,133	0,176	0,156	0,1353
25	0,436	0,433	0,0237	0,054	0,0069	70	1,222	1,147	0,181	0,158	0,1410
26	0,454	0,450	0,0256	0,056	0,0077	71	1,239	1,161	0,186	0,160	0,1468
27	0,471	0,467	0,0276	0,058	0,0086	72	1,257	1,176	0,191	0,162	0,1528
28	0,489	0,484	0,0297	0,061	0,0096	73	1,274	1,190	0,196	0,165	0,1589
29	0,506	0,501	0,0319	0,063	0,0107	74	1,292	1,203	0,201	0,168	0,1651
30	0,524	0,518	0,0341	0,066	0,0118	75	1,309	1,218	0,207	0,170	0,1715
31	0,541	0,535	0,0364	0,068	0,0130	76	1,327	1,231	0,212	0,172	0,1781
32	0,559	0,551	0,0387	0,070	0,0143	77	1,344	1,245	0,217	0,174	0,1848
33	0,576	0,568	0,0412	0,072	0,0157	78	1,361	1,259	0,223	0,177	0,1916
34	0,593	0,585	0,0437	0,075	0,0171	79	1,379	1,272	0,228	0,180	0,1986
35	0,611	0,601	0,0463	0,077	0,0186	80	1,396	1,286	0,234	0,182	0,2057
36	0,628	0,618	0,0489	0,079	0,0203	81	1,414	1,299	0,240	0,184	0,2130
37	0,646	0,635	0,0517	0,081	0,0220	82	1,431	1,312	0,245	0,187	0,2204
38	0,663	0,651	0,0549	0,083	0,0238	83	1,449	1,325	0,251	0,190	0,2280
39	0,681	0,668	0,0574	0,084	0,0257	84	1,466	1,338	0,257	0,192	0,2358
40	0,698	0,684	0,0603	0,088	0,0277	85	1,484	1,351	0,263	0,194	0,2457
41	0,716	0,700	0,0633	0,088	0,0298	86	1,501	1,364	0,269	0,197	0,2517
42	0,733	0,717	0,0664	0,092	0,0320	87	1,518	1,377	0,275	0,200	0,2599
43	0,751	0,733	0,0696	0,095	0,0343	88	1,536	1,389	0,281	0,202	0,2682
44	0,768	0,749	0,0728	0,097	0,0366	89	1,553	1,402	0,287	0,205	0,2768
45	0,785	0,765	0,0761	0,099	0,0392	90	1,571	1,414	0,293	0,207	0,2854

Ist der Wert zu einem Winkel in Graden und Minuten aufzusuchen, z. B. Bogenlänge, so ist folgendermafsen zu verfahren: Winkel 36° 25′. Aus der Tabelle:

Bogenlänge für 36° = 0,628
» » 37° = 0,646
Differenz für 60′ = 0,018
mithin für 25′ = 0,0075
Bogenlänge für 36° 25′ = 0,628 + 0,0075 = 0,6355.

Grad	Bogenlänge	Sehne s	Bogenhöhe h	$\frac{h}{s}$	Inhalt des Kreisabschnittes	Grad	Bogenlänge	Sehne s	Bogenhöhe h	$\frac{h}{s}$	Inhalt des Kreisabschnittes
91	1,588	1,427	0,299	0,210	0,2942	136	2,374	1,854	0,625	0,337	0,8395
92	1,606	1,439	0,305	0,212	0,3032	137	2,391	1,861	0,634	0,340	0,8546
93	1,623	1,451	0,312	0,215	0,3123	138	2,409	1,867	0,642	0,344	0,8697
94	1,641	1,463	0,318	0,218	0,3215	139	2,426	1,873	0,650	0,347	0,8850
95	1,658	1,475	0,324	0,220	0,3309	140	2,444	1,879	0,658	0,350	0,9003
96	1,676	1,486	0,331	0,222	0,3405	141	2,461	1,885	0,666	0,353	0,9158
97	1,693	1,498	0,337	0,225	0,3502	142	2,478	1,891	0,674	0,356	0,9314
98	1,710	1,509	0,344	0,228	0,3601	143	2,496	1,897	0,683	0,360	0,9470
99	1,728	1,521	0,351	0,231	0,3701	144	2,513	1,902	0,691	0,363	0,9627
100	1,745	1,532	0,357	0,233	0,3803	145	2,531	1,907	0,700	0,367	0,9786
101	1,763	1,543	0,364	0,236	0,3906	146	2,548	1,913	0,708	0,370	0,9945
102	1,780	1,554	0,371	0,238	0,4010	147	2,566	1,918	0,716	0,373	1,0105
103	1,798	1,565	0,378	0,240	0,4117	148	2,583	1,923	0,724	0,377	1,0266
104	1,815	1,576	0,384	0,244	0,4224	149	2,601	1,927	0,733	0,380	1,0428
105	1,833	1,587	0,391	0,246	0,4333	150	2,618	1,932	0,741	0,383	1,0590
106	1,850	1,597	0,398	0,249	0,4444	151	2,635	1,936	0,750	0,387	1,0753
107	1,868	1,608	0,405	0,252	0,4556	152	2,653	1,941	0,758	0,390	1,0917
108	1,885	1,618	0,412	0,255	0,4670	153	2,670	1,945	0,767	0,394	1,1082
109	1,902	1,628	0,419	0,257	0,4784	154	2,688	1,949	0,775	0,398	1,1247
110	1,920	1,638	0,426	0,260	0,4901	155	2,705	1,953	0,784	0,401	1,1413
111	1,937	1,648	0,434	0,263	0,5019	156	2,723	1,956	0,792	0,405	1,1580
112	1,955	1,658	0,441	0,266	0,5138	157	2,740	1,960	0,801	0,408	1,1747
113	1,972	1,668	0,448	0,268	0,5259	158	2,758	1,963	0,809	0,412	1,1915
114	1,990	1,677	0,455	0,271	0,5381	159	2,775	1,967	0,818	0,416	1,2084
115	2,007	1,687	0,463	0,274	0,5504	160	2,793	1,970	0,826	0,419	1,2252
116	2,025	1,696	0,470	0,277	0,5629	161	2,810	1,973	0,835	0,423	1,2422
117	2,042	1,705	0,478	0,280	0,5755	162	2,827	1,975	0,844	0,427	1,2592
118	2,059	1,714	0,485	0,283	5,5883	163	2,845	1,978	0,852	0,431	1,2763
119	2,077	1,723	0,493	0,286	0,6012	164	2,862	1,981	0,861	0,434	1,2934
120	2,094	1,732	0,500	0,289	0,6142	165	2,880	1,983	0,870	0,438	1,3105
121	2,112	1,741	0,508	0,291	0,6273	166	2,897	1,985	0,878	0,442	1,3277
122	2,129	1,749	0,515	0,294	0,6406	167	2,915	1,987	0,887	0,446	1,3449
123	2,147	1,758	0,523	0,297	0,6540	168	2,932	1,989	0,896	0,450	1,3621
124	2,164	1,766	0,531	0,300	0,6676	169	2,950	1,991	0,904	0,454	1,3794
125	2,182	1,774	0,538	0,303	0,6813	170	2,967	1,992	0,913	0,458	1,3967
126	2,199	1,782	0,546	0,306	0,6951	171	2,985	1,994	0,922	0,462	1,4140
127	2,217	1,790	0,554	0,309	0,7090	172	3,002	1,995	0,930	0,466	1,4314
128	2,234	1,798	0,562	0,312	0,7230	173	3,019	1,996	0,939	0,470	1,4488
129	2,252	1,805	0,570	0,315	0,7372	174	3,037	1,997	0,948	0,474	1,4662
130	2,269	1,813	0,577	0,318	0,7514	175	3,054	1,998	0,956	0,478	1,4836
131	2,286	1,820	0,585	0,321	0,7658	176	3,072	1,999	0,965	0,483	1,5010
132	2,304	1,827	0,593	0,325	0,7803	177	3,089	1,999	0,974	0,487	1,5185
133	2,321	1,834	0,601	0,328	0,7950	178	3,107	1,999	0,982	0,491	1,5359
134	2,339	1,841	0,609	0,331	0,8097	179	3,124	1,999	0,991	0,496	1,5533
135	2,356	1,848	0,617	0,334	0,8245	180	3,142	2,000	1,000	0,500	1,5708

Ist die Bogenlänge z. B. 0,6355 gegeben, und wird der Winkel gesucht, so verfährt man wie folgt:

Aus der Tabelle Winkel von 0,628 = 36°
» » 0,646 = 37°

Differenz für 0,018 = 60′
mithin für 0,0075 = 25′

folglich der Winkel 36° 25′.

Kreisfunktionen.

Ist α ein Winkel $< 90^\circ$, so ist:

	φ liegt zwischen				φ ist			
	0° u. 90°	90° u. 180°	180° u. 270°	270° u. 360°	$\pm\alpha$	$90\pm\alpha$	$180\pm\alpha$	$270\pm\alpha$
$\sin\varphi$	+	+	−	−	$\pm\sin\alpha$	$+\cos\alpha$	$\mp\sin\alpha$	$-\cos\alpha$
$\cos\varphi$	+	−	−	+	$+\cos\alpha$	$\mp\sin\alpha$	$-\cos\alpha$	$\pm\sin\alpha$
$tg\,\varphi$	+	−	+	−	$\pm tg\,\alpha$	$\mp cotg\,\alpha$	$\pm tg\,\alpha$	$\mp cotg\,\alpha$
$cotg\,\varphi$	+	−	+	−	$\pm cotg\,\alpha$	$\mp tg\,\alpha$	$\pm cotg\,\alpha$	$\mp tg\,\alpha$

1) $\sin^2 a + \cos^2 a = 1$; 2) $tg\, a = \frac{\sin a}{\cos a}$;

3) $cotg\, a = \frac{\cos a}{\sin a}$; 4) $tg\, a.\, cotg\, a = 1$;

5) $\sec a = \frac{1}{\cos a}$; 6) $cosec\, a = \frac{1}{\sin a}$;

7) $1 + tg^2 a = \frac{1}{\cos^2 a} = \sec^2 a$; 8) $1 + cotg^2 a = \frac{1}{\sin^2 a} = cosec^2 a$

Goniometrische Formeln.

$$\sin(a \pm b) = \sin a \cos b \pm \cos a \sin b$$
$$\cos(a \pm b) = \cos a \cos b \mp \sin a \sin b$$
$$tg\,(a \pm b) = (tg\, a \pm tg\, b) : (1 \mp tg\, a\, tg\, b)$$
$$cotg\,(a \pm b) = (cotg\, a\, cotg\, b \mp 1) : (cotg\, a \pm cotg\, b)$$
$$\sin a + \sin b = 2 \sin \tfrac{1}{2}(a+b) \cos \tfrac{1}{2}(a-b)$$
$$\sin a - \sin b = 2 \cos \tfrac{1}{2}(a+b) \sin \tfrac{1}{2}(a-b)$$
$$\cos a + \cos b = 2 \cos \tfrac{1}{2}(a+b) \cos \tfrac{1}{2}(a-b)$$
$$\cos a - \cos b = -2 \sin \tfrac{1}{2}(a+b) \sin \tfrac{1}{2}(a-b)$$
$$tg\, a \pm tg\, b = \frac{\sin(b \pm a)}{\cos a \cos b}$$
$$cotg\, a \pm cotg\, b = \frac{\sin(b \pm a)}{\sin a \sin b}$$
$$\sin 2a = 2 \sin a \cos a; \quad \cos 2a = \cos^2 a - \sin^2 a$$
$$tg\, 2a = \frac{2\, tg\, a}{1 - tg^2 a}; \quad cotg\, 2a = \frac{cotg^2\, a - 1}{2\, cotg\, a}$$

Auflösung der ebenen Dreiecke.

Es bezeichnen A, B, C die Seiten, wobei für das rechtwinkelige Dreieck C die Hypothenuse, und a, b, c die diesen Seiten gegenüber liegenden Winkel.

Das rechtwinkelige Dreieck.

Gegeben	Gesucht	Formel
A, B	a, b, C	$tg\, a = \frac{A}{B}$; $tg\, b = \frac{B}{A}$; $C = \sqrt{A^2 + B^2}$
A, C	a, b, B	$\sin a = \frac{A}{C}$; $\cos b = \frac{A}{C}$; $B = \sqrt{C^2 - A^2}$
A, a	B, C	$B = \frac{A}{tg\, a}$; $C = \frac{A}{\sin a}$
B, a	A, C	$A = B\, tg\, a$; $C = \frac{B}{\cos a}$
C, a	A, B	$A = C \sin a$; $B = C \cos a$

Das schiefwinkelige Dreieck.

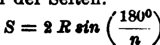
Gegeben	Gesucht	Formel
A, B, C	a, b, c	$s=\frac{A+B+C}{2}$; $\sin\frac{1}{2}a=\sqrt{\frac{(s-B)(s-C)}{BC}}$ $\cos a=\frac{B^2+C^2-A^2}{2BC}$; $\cos\frac{1}{2}a=\sqrt{\frac{s(s-A)}{BC}}$
A, B, c	C, a, b	$C=\sqrt{A^2+B^2-2AB\cos c}$ $\operatorname{cotg} a=\frac{B-A\cos c}{A\sin c}$; $\operatorname{cotg} b=\frac{A-B\cos c}{B\sin c}$
A, C, c	B, a, b	$\sin a=\frac{A\sin c}{C}$; $b=180-a-c$; $B=\frac{C\sin b}{\sin c}$
A, b, c	B, C, a	$a=180-b-c$; $B=\frac{A\sin b}{\sin a}$; $C=\frac{A\sin c}{\sin a}$
A, a, b	B, C, c	$B=\frac{A\sin b}{\sin a}$; $c=180-a-b$; $C=\frac{A\sin c}{\sin a}$

Planimetrie.

Berechnung der Polygone.

Bezeichnung d. Polygones	R	r	S	F
Dreieck	0,577S	0,289S	1,732R od. 3,463r	0,433S^2 od. 1,299R^2
Quadrat	0,707S	0,500S	1,414R „ 2,000r	1,000S^2 „ 2,000R^2
Fünfeck	0,851S	0,695S	1,176R „ 1,453r	1,721S^2 „ 2,378R^2
Sechseck	1,000S	0,866S	1,000R „ 1,155r	2,598S^2 „ 2,598R^2
Siebeneck	1,152S	1,038S	0,868R „ 0,963r	3,634S^2 „ 2,736R^2
Achteck	1,307S	1,208S	0,765R „ 0,828r	4,828S^2 „ 2,828R^2
Neuneck	1,462S	1,374S	0,684R „ 0,728r	6,182S^2 „ 2,892R^2
Zehneck	1,618S	1,540S	0,618R „ 0,649r	7,694S^2 „ 2,939R^2
Elfeck	1,775S	1,710S	0,563R „ 0,587r	9,366S^2 „ 2,973R^2
Zwölfeck	1,932S	1,866S	0,518R „ 0,536r	11,196S^2 „ 3,000R^2

S = Seite, R = Radius des umschriebenen Kreises, r = Radius des eingeschriebenen Kreises, F = Flächeninhalt, n = Anzahl der Seiten.



$$S = 2R\sin\left(\frac{180^0}{n}\right)$$

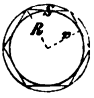


Fig. 20.

Simpsonsche Regel.

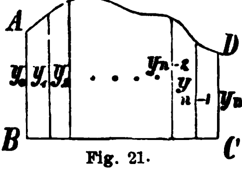


Fig. 21.

Flächeninhalt einer beliebigen Figur. Es sei vorausgesetzt, dafs die Figur von 3 Seiten durch gerade Linien, von denen zwei, AB und DC, senkrecht zur dritten BC stehen, begrenzt ist, da sich jede Figur in solche zerlegen läfst. Man teilt BC in eine gerade Anzahl n gleicher Teile x, und errichtet in diesen Teilpunkten Ordinaten bis zur Begrenzungskurve, dann ist der Inhalt der Figur $ABCD$ annähernd:

$$F=\frac{x}{3}(y_0+4y_1+2y_2+4y_3+\ldots+2y_{n-2}+4y_{n-1}+y_n).$$

g) Flächentafel.

	Flächeninhalt (F)	Schwerpunktslage
1. Dreieck.	$\frac{(a\,b)\,h}{2}$ oder: wenn 2 S die Summe der drei Seiten: $\sqrt{S\cdot(S-ab)\cdot(S-bc)\cdot(S-ac)}$.	$Sd=\frac{1}{3}cd;\ ad=bd.$
2. Trapez.	$\frac{(ab+cd)}{2}\,h.$	$be=cd;\ fc=ab;$ $ai=ib;\ ck=kd;$ $gS=\frac{h}{3}\cdot\frac{cd+2ab}{cd+ab}.$
3. Kreis.	$\frac{\pi d^2}{4}=0{,}785\,d^2=r^2\pi.$ Umfang $\pi d=2r\pi.$	im Mittelpunkt.
4. Kreissektor.	$b=\frac{r\pi\alpha}{90};\ F=\frac{br}{2}=0{,}0174\,\alpha r^2;$ $F=\frac{2\alpha}{360}\,r^2\pi.$	$SO=\frac{2}{3}\,r\,\frac{\sin\alpha}{\alpha}=\frac{2}{3}\,r\,\frac{s}{b}.$ für d. Halbkreis ist $OS=\frac{4r}{3\pi}=0{,}4244\,r.$
5. Kreissegment.	$\frac{br-(mn)\,h}{2}=\left(\frac{\alpha\pi}{90}-\sin 2\alpha\right)\frac{r^2}{2}.$ $(r-h)=r(1-\cos\alpha);$ $mn=2\sqrt{r^2-h^2};$ $F=\frac{2\alpha}{360}\,r^2\pi-\left(\frac{(mn)\,h}{2}\right).$	$OS=\frac{(mn)^3}{12\,F},$ F=Fläche. $OS=\frac{r\sin^3\alpha}{\alpha-\sin\alpha\cos\alpha}.$
6. Ringstück.	$0{,}0174\,\alpha\,(R^2-r^2).$	$OS=\frac{2}{3}\,\frac{R^3-r^3}{R^2-r^2}\times\frac{\sin\alpha}{\alpha}.$

Fig. 22--26.

h) Körpertafel.

Körper	Oberfläche F	Kubikinhalt J	Schwerpunktslage
1. Zylinder.	Mantel $M = 2 r \pi h$.	$J = \pi r^2 h = 0{,}785\, d^2 h$.	in der Mitte der Verbindungslinie der Schwerpunkte der Endflächen.
2. Schiefabgeschnittener Zylinder.	$M = \pi r (h_1 + h)$.	$J = \pi r^2 \frac{(h_1 + h)}{2}$.	Wenn α Neigungswinkel d. Schnittes: $s = \frac{h_1 + h}{4} + \frac{1}{4} \frac{r^2 tg^2 \alpha}{h_1 + h}$.
3. Kugel.	$F = 4 \pi r^2 = 12{,}56 r^2 = \pi d^2$.	$J = \frac{4}{3} \pi r^3 = 4{,}189 r^3 = \frac{\pi d^3}{6} = 0{,}5236\, d^3$.	im Mittelpunkte.
4. Kugelausschnitt.	$F = \frac{\pi r}{2} (4h + c)$.	$J = \frac{2}{3} \pi r^2 h = 2{,}0944 r^2 h$.	$OS = \frac{3}{8} r (1 + \cos \alpha) = \frac{3}{4}\left(r - \frac{h}{2}\right)$, f. Halbkugel $= \frac{3r}{8}$.
5. Kugelabschnitt.	$F = 2 \pi r h = \pi \left(\frac{c^2}{4} + h^2\right)$ (c = Sehne).	$J = \pi h^2 (r - \frac{1}{3}h) = \pi h \left(\frac{c^2}{8} + \frac{h^2}{6}\right)$.	$OS = \frac{3}{4} \frac{(2r - h)^2}{3r - h}$.
6. Prisma.	Umfang × der Höhe + doppelte Grundfläche.	Länge × Breite × Höhe.	in der Mitte.
7. Hohlzylinder.	Innere u. äußere Umfläche $= 2 \pi h (r_1 + r)$, Endfläche $= \pi (r_1^2 - r_2^2)$.	$J = \pi h (r_1^2 - r_2^2)$.	in der Mitte.

Fig. 27—33.

Körper	Oberfläche F	Kubikinhalt J	Schwerpunktslage
8. Pyramide und Kegel.	f.d.Kegelmantel $F = \pi r m = \pi r \sqrt{r^2 + h^2}$.	$J = \frac{1}{3}$ derGrundfläche × Höhe.	in der Schwerpunktsaxe, $\frac{1}{4}\,h$ v. d. Grundfläche entfernt.
9. Abgestumpfte Pyramide.	Endflächen $= F$ und f.	$J = \frac{h}{3}(F+f+\sqrt{fF})$.	Von der unteren Endfläche F aus: $\frac{h}{4} \cdot \frac{F+2\sqrt{Ff}+3f}{F+\sqrt{Ff}+f}$.
10. Abgestumpfter Kegel	Mantel $= \pi s (R + r)$.	$J = \frac{(R^2+r^2+Rr)\pi h}{3} = \frac{(D^2+Dd+d^2)\pi h}{12}$.	Von der unteren Fläche: aus: $\frac{R^2+2Rr+3r^2}{R^2+Rr+r^2} \cdot \frac{h}{4}$.
11. Fass.		$J = 1{,}0453\,l\,(0{,}4D^2 + 0{,}2\,Dd + 0{,}15\,d^2)$.	in der Mitte.

Fig. 34—38.

Guldinsche Regel.

Der Inhalt einer Umdrehungsfläche ist gleich der Länge der erzeugenden Linie, multipliziert mit dem Wege ihres Schwerpunktes.

Der Inhalt eines Umdrehungskörpers ist gleich dem Inhalt der erzeugenden Fläche multipliziert mit dem Weg ihres Schwerpunktes.

Analytische Geometrie.

Gerade Linie.

Gebräuchlichste Form der Gleichung: $ax + by + c = o$.

Geht die Gerade durch den Anfangspunkt des Koordinatensystemes: $ax + by = o$.

Ist die Gerade || der x Achse: $by + c = o$, und || der y Achse: $ax + c = o$

Der Kreis.

Sind a und b die Koordinaten des Mittelpunktes, so ist:

$$(x - a)^2 + (y - b)^2 = r^2.$$

Mittelpunktsgleichung: $x^2 + y^2 = r^2$.

Die Ellipse.

a halbe große Achse, b halbe kleine Achse, e die Excentricität.

Mittelpunktsgleichung: $\frac{x^2}{a^2}+\frac{y^2}{b^2}=1$,

Scheitelgleichung: $y^2 = 2\frac{b^2}{a^2}x - \frac{b^2}{a^2}x^2 = 2px - \frac{px^2}{a}$,

wo $2p$ der Parameter, d. i. die im Brennpunkte zur großen Achse errichtete Senkrechte. $p = \frac{b^2}{a} = a(1-e^2)$.

Abstand der Brennpunkte auf der großen Achse vom Mittelpunkt $= \pm\sqrt{a^2-b^2}$.

Inhalt $= ab\pi$;

Umfang $= 2\pi a\left[1-\left(\frac{1}{2}\right)^2\frac{e^2}{1}-\left(\frac{1.3}{2.4}\right)^2\frac{e^4}{3}-\left(\frac{1.3.5}{2.4.6}\right)^2\frac{e^6}{5} - \ldots\right]$.

Die Hyperbel.

Mittelpunktgleichung: $\frac{x^2}{a^2}-\frac{y^2}{b^2}=1$.

Scheitelgleichung: $y^2 = 2\frac{b^2}{a^2}x + \frac{b^2}{a^2}x^2$.

Abstand des Brennpunktes vom Mittelpunkte $= \pm\sqrt{a^2+b^2}$

$e = \sqrt{1+\frac{b^2}{a^2}}$.

Die Parabel.

Scheitelgleichung: $y^2 = 2px$.

Abstand des Brennpunktes vom Scheitel $= \frac{1}{2}p$.

Inhalt einer halben Parabelfläche auf einer Seite der x-Achse $= \frac{2}{3}\times y$.

Hydrometrie.

Tabelle der aus Sekundenlitern abgeleiteten Minutenliter, Stundenkubikmeter, Tageskubikmeter.

Sek.-Liter	Min.-Liter	Stund.-Kubikmeter	Tages Kubikmeter	Sek.-Liter	Min.-Liter	Stund.-Kubikmeter	Tauges-Kubikmeter
1	60	3,6	86,4	75	4500	270,0	6480,0
2	120	7,2	172,8	80	4800	288,0	6912,0
3	180	10,8	259,2	85	5100	306,0	7344,0
4	240	14,4	345,6	90	5400	324,0	7776,0
5	300	18,0	432,0	95	5700	342,0	8208,0
6	360	21,6	518,4	100	6000	360,0	8640,0
7	420	25,2	604,8	110	6600	396,0	9504,0
8	480	28,8	691,2	120	7200	432,0	10368,0
9	540	32,4	777,6	130	7800	468,0	11232,0
10	600	36,0	864,0	140	8400	504,0	12096,0
12	720	43,2	1036,8	150	9000	540,0	12960,0
14	840	50,4	1209,6	160	9600	576,0	13824,0
16	960	57,6	1382,4	170	10200	612,0	14688,0
18	1080	64,8	1555,2	180	10800	648,0	15552,0
20	1200	72,0	1728,0	190	11400	684,0	16416,0
25	1500	90,0	2160,0	200	12000	720,0	17280,0
30	1800	108,0	2592,0	300	18000	1080,0	25920,0
35	2100	126,0	3024,0	400	24000	1440,0	34560,0
40	2400	144,0	3456,0	500	30000	1800,0	43200,0
45	2700	162,0	3888,0	600	36000	2160,0	51840,0
50	3000	180,0	4320,0	700	42000	2520,0	60480,0
55	3300	198,0	4752,0	800	48000	2880,0	69120,0
60	3600	216,0	5184,0	900	54000	3240,0	77760,0
65	3900	234,0	5616,0	1000	60000	3600,0	86400,0
70	4200	252,0	6048,0				

Tabelle der aus Minutenlitern abgeleiteten: Sekundenliter, Stunden-Kubikmeter, Tages-Kubikmeter.

Min.-Liter	Sek.-Liter	Stund.-Kubikmeter	Tages-Kubikmeter	Min.-Liter	Sek.-Liter	Stund.-Kubikmeter	Tages-Kubikmeter
1	0,0166	0,060	1,440	75	1,2500	4,500	108,000
2	0,0333	0,120	2,880	80	1,3333	4,800	115,200
3	0,0500	0,180	4,320	85	1,4166	5,100	122,400
4	0,0666	0,240	5,760	90	1,5000	5,400	129,600
5	0,0833	0,300	7,200	95	1,5833	5,700	136,800
6	0,1000	0,360	8,640	100	1,6666	6,000	144,000
7	0,1166	0,420	10,080	110	1,8333	6,600	158.400
8	0,1333	0,480	11,520	120	2,0000	7,200	172,800
9	0,1500	0,540	12,960	130	2,1666	7,800	187,200
10	0,1666	0,600	14,400	140	2,3333	8,400	201,600
12	0,2000	0,720	17,280	150	2,5000	9,000	216,000
14	0,2333	0,840	20,160	160	2,6666	9,600	230,400
16	0,2666	0,960	23,040	170	2,8333	10,200	244,800
18	0,3000	1,080	25,920	180	3,0000	10,800	259,200
20	0,3333	1,200	28,800	190	3,1666	11,400	273,600
25	0,4166	1,500	36,000	200	3,3333	12,000	288,000
30	0,5000	1,800	43,200	300	5,0000	18,000	432,000
35	0,5833	2,100	50,400	400	6,6666	24,000	576,000
40	0,6666	2,400	57,600	500	8,3333	30,000	720,000
45	0,7500	2,700	64,800	600	10,0000	36,000	864,000
50	0,8333	3,000	72,000	700	11,6666	42,000	1008,000
55	0,9166	3,300	79,200	800	13,3333	48,000	1152,000
60	1,0000	3,600	86,400	900	15,0000	54,000	1227,000
65	1,0833	3,900	93,600	1000	16,6666	60,000	1440,000
70	1,1666	4,200	100,800				

Tabelle der aus **Stundenkubikmetern** abgeleiteten Sekundenliter, Minutenliter, Tageskubikmeter.

Stunden-Kubikmeter	Sekunden-liter	Minut.-Liter	Tages-Kubikmeter	Stunden-Kubikmeter	Sekunden-liter	Minut.-Liter	Tages-Kubikmeter
1	0,277	16,66	24	35	9,722	583,33	840
2	0,555	33,33	48	40	11,111	666,66	960
3	0,833	50,00	72	45	12,500	750,00	1080
4	1,111	66,66	96	50	13,800	833,33	1200
5	1,388	83,33	120	55	15,277	916,66	1320
6	1,666	100,00	144	60	16,666	1000,00	1440
7	1,944	116,66	168	65	18,055	1083,33	1560
8	2,222	133,33	192	70	19,443	1266,66	1680
9	2,500	150,00	216	75	20,833	1250,00	1800
10	2,777	166,66	240	80	22,222	1333,33	1920
12	3,333	200,00	288	85	23,610	1416,66	2040
14	3,888	233,33	336	90	25,000	1500,00	2160
16	4,444	266,66	384	95	26,388	1583,33	2280
18	5,000	300,00	432	100	27,777	1666,66	2400
20	5,555	333,33	480	110	30,555	1833,33	2640
25	6,944	416,66	600	120	33,333	2000,00	2880
30	8,333	500,00	720	130	36,111	2166,66	3120
140	38,888	2333,33	3360	400	111,111	6666,66	9600
150	41,666	2500,00	3600	500	138,888	8333,33	12000
160	44,444	2666,66	3840	600	166,666	10000.00	14400
170	47,222	2833,33	4080	700	194,444	11666,66	16800
180	50,000	3000,00	4320	800	222,222	13333,33	19200
190	52,777	3166,66	4560	900	250,000	15000,00	21600
200	55 555	3333,33	4800	1000	277,777	16666,60	24000
300	83,333	5000,00	7200				

Tabelle der aus **Tageskubikmetern** abgeleiteten Sekundenliter, Minutenliter, Stundenkubikmeter.

Tages-Kubikmeter	Sekunden-liter	Minut.-Liter	Stunden-Kubikmeter	Tages-Kubikmeter	Sekunden-liter	Minut.-Liter	Stunden-Kubikmeter
1	0,0115	0,6944	0,0416	75	0,8680	52,0833	3,1250
2	0,0231	1,3888	0,0833	80	0,9259	55,5555	3,3333
3	0,0347	2,0833	0,1250	85	0,9837	59,0277	3,5416
4	0,0462	2,7777	0,1666	90	1,0416	62,5000	3,7500
5	0,0578	3,4722	0,2083	95	1,0995	65,9723	3,9583
6	0,0694	4,1666	0,2500	100	1,1574	69,4444	4,1666
7	0,0810	4,8611	0,2916	110	1,2731	73,3888	4,5833
8	0,0925	5,5555	0,3333	120	1,3888	83,3333	5,0000
9	0.1041	6,2500	0,3750	130	1,5045	90,2777	5,4166
10	0,1157	6,9444	0,4166	140	1,6203	97,2222	5,8333
12	0,1388	8,3333	0,5000	150	1,7360	104,1666	6,2500
14	0,1620	9,7222	0,5833	160	1,8518	111,1111	6,6666
16	0,1851	11,1111	0,6666	170	1,9675	118,0555	7,0833
18	0,2083	12,5000	0,7500	180	2,0833	125,0000	7,5000
20	0,2314	13,8888	0,8333	190	2,1990	131,9444	7,9166
25	0,2893	17,3611	1,0416	200	2,3148	138,8888	8,3333
30	0,3472	20,8333	1,2500	300	3,4722	208,3333	12,5000
35	0,4051	24,3055	1,4583	400	4,6296	287,7777	16,6666
40	0,4629	27,7777	1,6666	500	5,7870	347,2222	20,8333
45	0,5208	31,2500	1,8750	600	6,9444	416,6666	25,0000
50	0,5787	34,7222	2,0833	700	8,1018	486,1111	29,1666
55	0,6365	38,1944	2,2916	800	9,2592	555,5555	33,3333
60	0,6944	41,6666	2,5000	900	10,4166	625,0000	37,5000
65	0,7523	45,1388	2,7083	1000	11,5740	694,4444	41,6666
70	0,8101	48,6111	2,9166				

Formstücke.

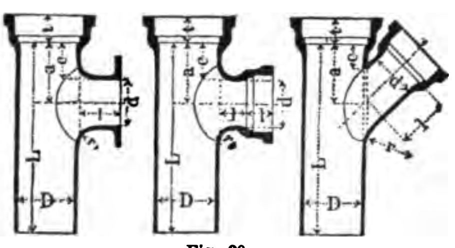


Fig. 39.

A-Stücke. B-Stücke. C-Stücke.

Für A- und B-Stücke ist:

$c = 100 + 0{,}2\,D$ mm; $a = 100 + 0{,}2\,D + 0{,}5\,d$ mm; $r = 40 + 0{,}05\,d$ mm

Für A-Stücke: $l = 120 + 0{,}1\,d$ mm.

Für B-Stücke: l = Muffentiefe des Abzweiges.

Für C-Stücke ist:

$c = 80 + 0{,}1\,D$ mm; $a = 80 + 0{,}1\,D + 0{,}7\,d$ mm; $r = d$; $l = 0{,}75\,a$.

Klassifikation der A-, B- und C-Stücke.

A- und B-Stücke.			C-Stücke.		
D Durchm. d. Hauptrohres mm	*d* Durchm. d. Abzweiges mm	*L* Baulänge m	*D* Durchm. d. Hauptrohres mm	*d* Durchm. d. Abzweiges mm	*L* Baulänge m
40—100	40—100	0,8	40—100	40—100	0,8
125—325	40—325	1,0	125—275	40—275	1,0
350—500	40—300	1,0	300—425	40—250	1,0
	325—500	1,25		275—425	1,25
550—750	40—250	1,0	450—600	40—250	1,0
	275—500	1,25		275—425	1,25
	550—750	1,50		450—600	1,50
			650—750	40—250	1,0
				275—425	1,25
				450—600	1,50
				650—750	1,75

Diejenigen Abzweigstücke, deren Abzweig einen Durchm. von 400 mm und mehr besitzt, sind von 2 Atmosph. Betriebsdruck an sowohl in ihren Wandungen als auch event. durch Rippen zu verstärken.

E-Stücke. (Flanschen-Muffenstücke.) Baulänge $L = 300$ mm.

F-Stücke. (Flanschen-Schwanzstücke.)

Baulänge: $L = 600$ mm für $D = 40$—475 mm.
$L = 890$ mm für $D = 500$—750 mm.

I-Stücke (scharfe Bogenstücke von 30°).

Radius der Krümmungsmittellinie:

Für $D = 40-90$ mm, $R = 250$ mm; für $D \overset{=}{<} 100$ mm, $R = 150 + D$ mm.

Länge d. geraden Spitzendes: f. $D = 40-375$ mm, $m = D + 200$ mm.

» $D \overset{=}{<} 400$ mm, m = 600 mm.

K-Stücke (schlanke Bogenstücke.) Radius $R = 10\ D$.

L-Stück (schlanke Bogenst., zulässig für $D \overset{=}{<} 300$ mm). $R = 5\ D$.

R-Stücke. (Übergangsrohre.) Baulänge $L = 1{,}0$ m. Länge des zylindrischen Stückes am glatten Ende $= 2\,t$.

U-Stücke. (Überschieber.) Ganze Länge = 4 Muffentiefen.

Bei der Berechnung der Gewichte von Formstücken ist dem Gewichte, welches nach den normalen Dimensionen berechnet ist, ein Zuschlag von 15%, bei Krümmern ein solcher von 20% zu geben.

Für Anordnung der Schraubenlöcher in den Flanschen gilt die Regel, dafs in der Vertikalebene durch die Achse des Rohres sich keine Schraubenlöcher befinden sollen.

Baulänge der Absperrschieber.

Für Flanschenschieber: $L = D + 200$ mm,

für Muffenschieber mit direkt eingetriebenen Ringen: $L = 0{,}7\ D + 100$ mm,

für Muffenschieber mit eingebleiten Ringen: $L = D + 250 - 2t$ mm.

Gewichtstabelle für gufseiserne Flanschen-Formstücke.

D	Schenkellänge	Krümmer 90°	T-Stück	Kreuzstück	Deckel
mm	mm	Gewicht in kg			
40	140	7	10	13	2,5
50	150	8	13	17	3
60	160	10	15	20	3,5
70	170	13	19	25	4
80	180	15	21	28	4,5
90	190	18	25	33	5
100	200	20	29	39	6
125	225	26	40	53	8
150	250	35	52	69	10
175	275	45	64	85	13
200	300	55	76	102	17
225	325	65	80	117	21
250	350	80	110	147	25
275	375	95	135	180	29
300	400	110	165	205	33
325	425	130	190	255	39
350	450	150	220	295	45
375	475	175	255	340	50
400	500	200	290	390	54
450	550	255	370	490	66

Gewichtstabellen für Formstücke und Wassertöpfe.

Gewichtstabelle für gußeiserne Rohr-Formstücke.

D	A-Stücke d in mm						B-Stücke d in mm					
	$d=D$	80	100	150	200	300	$d=D$	80	100	150	200	300
mm	Gewicht in kg						Gewicht in kg					
40	14	—	—	—	—	—	14	—	—	—	—	—
50	19	—	—	—	—	—	19	—	—	—	—	—
60	22	—	—	—	—	—	22	—	—	—	—	—
70	27	—	—	—	—	—	27	—	—	—	—	—
80	30	30	—	—	—	—	31	31	—	—	—	—
90	33	32	—	—	—	—	34	33	—	—	—	—
100	37	35	37	—	—	—	38	36	38	—	—	—
125	54	49	51	—	—	—	55	50	52	—	—	—
150	68	59	63	68	—	—	70	60	64	70	—	—
175	88	79	81	84	—	—	90	80	82	86	—	—
200	97	88	90	91	97	—	100	89	91	94	100	—
225	106	95	97	100	104	—	110	96	98	102	107	—
250	125	111	113	116	121	—	130	112	114	118	124	—
275	144	126	128	131	136	—	150	127	129	133	139	—
300	162	146	148	152	155	162	170	147	149	154	158	172
350	241	174	178	182	187	199	250	175	179	184	190	207
400	299	210	212	216	222	234	310	211	213	218	225	247

D	C-Stücke d in mm						E-Stücke	F-Stücke	U-Stücke	K-Stücke $R = 10\,D$		Krümmer 90° $R=300+2D$
	$d=D$	80	100	150	200	300						
mm	Gewicht in kg						kg	kg	kg	Grad	kg	kg
40	16	—	—	—	—	—	8	9	7	45	9	10
50	21	—	—	—	—	—	10	10	8	45	10	11
60	25	—	—	—	—	—	12	11	10	45	14	14
70	31	—	—	—	—	—	15	14	12	45	18	18
80	37	37	—	—	—	—	17	16	14	45	23	21
90	40	39	—	—	—	—	19	18	15	45	28	23
100	45	42	45	—	—	—	21	20	17	45	34	28
125	65	57	60	—	—	—	26	25	22	45	44	33
150	82	69	72	82	—	—	33	32	26	45	53	45
175	106	88	91	101	—	—	40	39	34	45	68	50
200	119	95	98	108	119	—	47	46	41	30	87	66
225	132	102	105	115	126	—	55	54	46	30	108	75
250	152	115	118	128	139	—	62	61	55	30	136	100
275	178	133	136	146	157	—	71	70	63	30	168	115
300	229	149	152	162	173	229	82	80	75	22,5	178	130
350	282	179	182	192	203	261	102	100	98	22,5	215	165
400	354	218	221	231	242	309	123	120	120	22,5	262	210

Gewichtstabelle für Wassertöpfe.

Rohrweite mm	Lichter Durchm. mm	Lichte Tiefe mm	Gewicht kg	Rohrweite mm	Lichter Durchm. mm	Lichte Tiefe mm	Gewicht kg
40—50	235	325	50	425—500	800	1000	830—850
60—80	260	420	85—90	600	800	1250	1550
90—150	315	550	140—150	700	900	1400	2000
175—225	390	650	210—225	750	1000	1500	2450
250—300	500	800	350—360	800	1100	1700	3150
325—400	650	900	590—610	1000	1250	2000	4200

Mannesmann-Muffenstahlrohre.



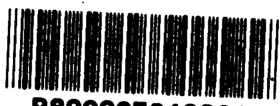
Die Rohre sind nahtlos aus bestem Stahl (Bruchfestigkeit 55 — 65 kg pro qmm) gewalzt. Die Muffen werden entweder aus dem Rohre selbst oder durch einen heifsaufgezogenen Ring verstärkt hergestellt.

Rohrlängen 7 m und mehr.

Rostschutz durch Heifsasphaltieren und Umhüllung mit asphaltierter Jute.

Dimensionen der Mannesmannrohre.

Lichte Weite D mm	Wandstärke δ mm	Muffe innerer Durchm. D_1 mm	Dichtungsfuge f mm	Muffentiefe t mm	Gewicht pro m kg
40	3	60	7	81	3,85
50	3	71	7,5	85	4,9
60	3	81	7,5	88	5,5
70	3 1/4	91,5	7,5	90	6,5
80	3 1/2	102	7,5	92	8,6
90	4	112,5	7,5	94	10,5
100	4	123	7,5	97	11,6
125	4	148	7,5	100	14,—
150	4 1/2	174	7,5	103	19,—
175	5	200	7,5	106	25,5
200	5 1/2	227	8	110	30,—
225	6 1/2	254	8	110	40,—
250	7 1/2	282	8,5	113	53,—



ɔurg in München und Berlin.

ɘrversorgung im Deutschen ɩchbarländern. Auf Anregung des Gas- und Wasserfachmännern be- Zivilingenieur. 2 Bände. 4°. Preis geb. M. **67**.—. Aus diesem Werke kann apart bezogen werden: Erster Band: **Preußen.** 560 Seiten groß 4° mit ca. 900 Tabellen. Preis in Leinwand geb. M. **26**.—. Zweiter Band, erstes Heft: **Bayern.** 224 Seiten groß 4° mit 81 Tabellen. Preis broschiert M. **10**.—. Zweiter Band, zweites Heft: **Die Staaten des Deutschen Reiches außer Preußen und Bayern.** Preis broschiert M. **28.50**. Preis des zweiten Bandes kompl. (Die Staaten des Deutschen Reiches außer Preußen) geb. M. **41**.—.

Kgl. Bayer. Wasserversorgungsbureau. Geschäftsbericht für das Jahr 1902. Mit einer Übersicht über die 25jährige Tätigkeit. 134 S. 4°. Mit 15 Lichtdrucktafeln und 1 Karte. Preis M. **20**.—. **Für das Jahr 1903:** 70 S. 4°. Preis M. **3.50**. — **Für das Jahr 1904:** 76 S. 4°. Preis M. **3.50**.

Graphische Rohrbestimmungs-Methode für Wasserheizungs-Anlagen. Von **W. Schweer.** 4°. Mit 8 lithograph. Tafeln und 1 Streckenteiler. In Leinwand geb. Preis M. **9**.—.

Die Grundlage der vorliegenden Rohrbestimmungs-Methode bildet die von Herrn Regierungsrat Prof. Rietschel aufgestellte und allgemein anerkannte Druckhöhengleichung; der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, die Gleichung für den praktischen Gebrauch am Zeichentisch möglichst bequem nutzbar zu machen und eine weitere Verbesserung der Anlagen unter gleichzeitiger Verminderung des Herstellungspreises herbeizuführen. Das elegant ausgestattete Buch wird den Heizungstechnikern höchst willkommen sein, da es eine fühlbare Lücke in der einschlägigen Literatur in vorzüglicher Weise beseitigt. **Der Gastechniker.**

Kosten der Betriebskräfte bei 1—24stündiger Arbeitszeit täglich und unter Berücksichtigung des Aufwandes für die Heizung. Für Betriebsleiter, Fabrikanten etc. sowie zum Handgebrauch von Ingenieuren und Architekten von **Otto Marr,** Ingenieur. 83 Seiten, gr. 8°. Preis M. **2.50**.

Wohl jedem, der eine neue Betriebskraft einzurichten hat, drängt sich die Frage auf, was wird dieselbe jährlich kosten, und welchen Motor wähle ich am besten? Die vorliegende Schrift sucht diese Frage in umfassendster Weise zu beantworten. Sie gibt in etwa 100 Tabellen die fraglichen Beträge für Dampfmaschinen und Gasmotoren aller Art, bei den verschiedensten Brennstoff- und Gaspreisen, und bei allen vorkommenden Betriebszeiten, so daß es jedem verhältnismäßig leicht gemacht ist, sich selbst ein Bild über die Rentabilität und Zweckmäßigkeit der ihm vorgeschlagenen Krafterzeugungsanlage zu machen, zumal der Verfasser sich augenscheinlich der größten Unparteilichkeit befleißigt hat. Einen Hauptwert verleihen dem Buche jedoch die angefügten Beispiele aus der Praxis, welche zeigen, daß die Betriebskosten überall dort, wo die Beheizung der Gebäude mit zu bewirken ist, außerordentlich durch die Beschaffung des dazu nötigen Dampfes etc. beeinflußt werden, was für die Auswahl des passenden Motors von großer Wichtigkeit ist. Die Schrift kann jedem, der mit Kraftanlagen zu tun hat, bestens empfohlen werden. **Dinglers polytechnisches Journal.**